


SOBRE OS RECALQUES SUPERFICIAIS CAUSADOS PELA ESCAVAÇÃO  
DE UM TÚNEL EM SOLO RESIDUAL

Carlos Serman

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

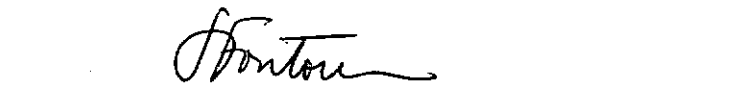
Aprovada por:



MAURO LÚCIO GUEDES WERNECK  
(Presidente)



LUIZ ALBERTO COSTA BATISTA DOS SANTOS



SERGIO AUGUSTO BARRETO DA FONTOURA

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1984

SERMAN, CARLOS

Sobre os Recalques Superficiais Causados  
pela Escavação de um Túnel em Solo Residual  
[Rio de Janeiro] 1984.

XIX, 186 p. 29,7 cm (COPPE - UFRJ, M.Sc.,  
Engenharia Civil, 1984)

Tese - Univ. Fed. Rio de Janeiro. Fac. En  
genharia

1. Recalque Superficial      I. COPPE/UFRJ  
II. Título(série).

À minha mulher e  
meus filhos

## REGISTROS E AGRADECIMENTOS

Várias pessoas e instituições contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho. A elas registro neste momento os meus agradecimentos:

- ao professor Mauro Lúcio Guedes Werneck, cuja orientação foi decisiva para a conclusão desta tese;
- à Diretoria da ENGEFER - Empresa de Engenharia Ferroviária S.A., por me ter permitido frequentar o curso de pós-graduação, bem como publicar os dados da instrumentação executada;
- ao Engenheiro Aron David Davidovitsch, chefe do Departamento de Túneis da ENGEFER, pela oportunidade de acompanhar os serviços da instrumentação focalizada e pelo apoio ao longo do trabalho;
- ao Engenheiro Gerson Rodrigues de Castro, pelas discussões e incentivo a mim transmitido durante as últimas fases da tese;
- à Arquiteta Dorise Ehrlich e aos senhores Lupércio Landim Guerra, Hilton Serman e Wanderley de Menezes Cardoso pela execução dos desenhos, e à senhorita Lídia Eugênia Gonçalves Malheiro, pela datilografia;
- à senhora Clélia Telles Herrnhuter, pelo apoio na elaboração das referências bibliográficas.

O planejamento da instrumentação esteve a cargo do Departamento de Túneis, Diretoria de Obras Cíveis da ENGEFER, em conjunto com a equipe da Figueiredo Ferraz Engenharia e Consultoria de Projeto Ltda ligada à Ferrovia do Aço. As medições e os ensaios pressiométricos foram executados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A - IPT, e as sondagens e os ensaios de laboratório, pela Geomecânica S/A.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

SOBRE OS RECALQUES SUPERFICIAIS CAUSADOS PELA ESCAVAÇÃO  
DE UM TÚNEL EM SOLO RESIDUAL

Carlos Serman

Março de 1984

Orientador: Mauro Lúcio Guedes Werneck

Programa : Engenharia Civil

Este trabalho trata dos recalques superficiais provocados pela escavação de um túnel da Ferrovia do Aço em solo residual de migmatito, analisando as medições e comparando-as com os valores obtidos pelos métodos mais conhecidos de previsões de recalques.

A análise das medições foi dividida em três partes: uma que estuda os recalques desenvolvidos ao longo do eixo longitudinal do túnel e cujo objetivo é verificar a influência do avanço das escavações naqueles; outra que trata dos recalques desenvolvidos transversalmente ao túnel e que tem como principal finalidade checar a hipótese segundo a qual os mesmos assumem a forma de uma curva de probabilidades; e finalmente, uma parte relativa às taxas de evolução desses recalques com o tempo.

Com relação aos métodos de previsão, foram enfocados apenas os analíticos que fornecem valores obtidos de formulações empíricas e semi-empíricas, os quais necessitam, geralmente, da estimativa de parâmetros baseada em experiência anterior de casos semelhantes, não tendo sido abordados neste trabalho os métodos numéricos.

Abstract of thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M. Sc.)

ABOUT THE SURFACE SETTLEMENTS CAUSED BY THE EXCAVATION  
OF A TUNNEL IN RESIDUAL SOIL

Carlos Serman

March, 1984

Chairman : Mauro Lúcio Guedes Werneck  
Department: Civil Engineering

This work studies the surface settlements caused by the excavation of a tunnel of the Ferrovia do Aço in residual soil of migmatite, as well as analyses the measurements and compares them with the values that were gotten by the well-known prediction methods of these settlements.

The analysis of the measurements was divided into three parts. The first one, which talks about the settlements developed along the longitudinal axis of the tunnel, aims to verify the influence of the excavation on those settlements. The second part studies the transversal movements over the tunnel, and it means to check the hypothesis according to which those foresaid movements are shapped into a probability curve. Finally, the third part is related to the variation ratio of the surface displacements.

Reporting to the settlements prediction methods, we have only discussed those analytical ones that provide values gotten from empirical and semi-empirical equations. These equations generally need the estimate of parameters based on previous experience of similar cases. This work has not studied the numerical methods.

ÍNDICE

I	- INTRODUÇÃO	
I.1	- Generalidades .....	1
I.2	- Objetivo e Escopo da Tese .....	2
II	- OS TÚNEIS DA FERROVIA DO AÇO	
II.1	- Histórico da Ferrovia e seu Traçado .....	4
II.2	- Metodologia de Projeto e Construção dos Túneis	5
II.2.1	- Generalidades .....	5
II.2.2	- O Fenômeno da Estabilização .....	5
II.2.3	- O Revestimento Preliminar .....	6
II.2.4	- O Revestimento Definitivo .....	8
II.3	- O Projeto Propriamente Dito dos Túneis da Fer- rovia do Aço.....	8
II.4	- A Instrumentação Sistemática .....	9
II.5	- A Instrumentação de Detalhe .....	9
III	- O TÚNEL INSTRUMENTADO	
III.1	- Generalidades .....	19
III.2	- Aspectos Geológicos, Geomorfológicos e Hidro- geológicos .....	19
III.3	- Comportamento do Maciço em Relação à Escavação	20
III.4	- Instrumentação Implantada .....	23
III.5	- Investigações Geotécnicas .....	25
IV	- MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DOS RECALQUES SUPERFICIAIS	
IV.1	- Introdução .....	48
IV.2	- Métodos Empíricos .....	50
IV.2.1	- Modelo de Litwiniszyn .....	50
IV.2.2	- Modelo de Sweet e Bogdanoff .....	53
IV.2.3	- Método de Peck .....	54
IV.2.4	- Método de Cording e Hansmire .....	55
IV.2.5	- Método de Attewell .....	56
IV.3	- Métodos Semi-Empíricos .....	57
IV.3.1	- Método de Oteo e Moya .....	57

IV.3.2	- Método de Rêsendiz e Romo .....	58
IV.3.2	- Método de Limanov .....	60
IV.3.4	- Método de Széchy .....	61
V	- ANÁLISE DOS VALORES MEDIDOS	
V.1	- Generalidades .....	80
V.2	- Análise Longitudinal .....	81
V.3	- Análise Transversal .....	84
V.4	- Análise das Velocidades de Recalque .....	86
VI	- ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PREVISÕES E MEDIÇÕES	
VI.1	- Introdução .....	149
VI.2	- Métodos Empíricos .....	150
VI.2.1	- Modelo de Litwiniszyn .....	150
VI.2.2	- Modelo de Sweet e Bogdanoff .....	151
VI.2.3	- Método de Peck .....	152
VI.2.4	- Método de Cording e Hansmire .....	152
VI.2.5	- Método de Attewell .....	153
VI.3	- Métodos Semi-Empíricos .....	154
VI.3.1	- Método de Oteo e Moya .....	154
VI.3.2	- Método de Reséndiz e Romo .....	154
VI.3.3	- Método de Limanov .....	156
VI.3.4	- Método de Széchy .....	157
VI.4	- Discussão dos Resultados .....	158
VII	- CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS	
VII.1	- Introdução .....	169
VII.2	- Análise das Medições .....	169
VII.2.1	- Aspecto Longitudinal .....	169
VII.2.2	- Aspecto Transversal .....	170
VII.2.3	- Velocidade de Recalques .....	171
VII.3	- Análise das Previsões .....	172
VII.4	- Sugestões para Novos Trabalhos .....	174
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS DIRETAMENTE .....	176
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS NÃO CONSULTADAS DIRETAMENTE .....	179
	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR .....	181



LISTA DE SÍMBOLOS

- a,b - Parâmetros da equação hiperbólica de Kondner(1963) para o comportamento tensão-deformação.
- B,h,j - Parâmetros geométricos do Método de Széchy(1970).
- C<sub>u</sub> - Resistência não drenada obtida de ensaios de cone.
- D - Diâmetro do túnel.
- d - Diâmetro da meia seção superior.
- E - Módulo de elasticidade de Young do maciço.
- E<sub>p</sub> - Módulo pressiométrico.
- E<sub>i</sub> - Módulo de elasticidade tangente.
- F<sub>1</sub> - Fator adimensional do Método de Resêndiz e Romo(1981).
- H - Cobertura do túnel.
- h<sub>nat</sub> - Umidade natural.
- i - Distância do ponto de inflexão da curva de Gauss ao eixo de simetria da mesma.
- K<sub>a,n</sub> - Parâmetros adimensionais do Modelo de Litwiniszyn(1956).
- K - Coeficiente empírico para solos não coesivos(Sweet e Bogdanoff, 1965).
- K<sub>a'</sub> - Coeficiente empírico para solos coesivos(Schmidt,1969).
- L - Largura da depressão de recalques superficiais.
- OFS - Fator de simples sobrecarga.
- P<sub>i</sub> - Estado de tensões hidrostático inicial no túnel.
- p - Pressão aplicada no interior do túnel(Limanov,1957).
- P<sub>o</sub> - Pressão horizontal em repouso do ensaio pressiométrico.
- P<sub>f</sub> - Pressão de fluência do ensaio pressiométrico.
- q<sub>u</sub> - Resistência não drenada obtida de ensaios de palheta.
- R - Raio do túnel.

- $S_u$  - Resistência não drenada obtida de ensaios triaxiais.  
 $V_t$  - Volume de solo deslocado na periferia do túnel por metro linear.  
 $V_s$  - Volume da depressão de recalques superficiais por metro linear.  
 $V_E$  - Volume teórico de escavação do túnel por metro linear.  
 $V_O$  - Volume correspondente a desmoronamentos ocasionais (Széchy, 1970).  
 $V$  - Velocidade da escavação.  
 $v$  - Velocidade de recalques.  
 $v_{m\acute{a}x}$  - Velocidade máxima de recalques.  
 $v_a$  - Velocidade média de adensamento.  
 $x$  - Distância à frente de escavação.  
 $x_1$  - Distância à frente de escavação quando do início das medições dos recalques.  
 $x_A$  - Distância à frente de escavação da abóbada.  
 $x_R$  - Distância à frente de escavação do rebaixo.  
 $y$  - Distância ao eixo de simetria do túnel.  
 $y'$  - Parâmetro adimensional no Método de Reséndiz e Romo (1981).  
 $z$  - Profundidade do túnel.  
 $z'$  - Distância vertical à abóbada do túnel.  
 $\alpha$  - Ângulo de repouso do solo que entra pela frente de escavação (Széchy, 1973).  
 $\beta$  - Ângulo que define a largura da depressão de recalques superficiais pelo Método de Cording e Hansmire (1975).  
 $\beta'$  - Ângulo que define a largura da depressão de recalques superficiais pelo Método de Attewell (1977).  
 $\gamma$  - Peso específico do maciço.  
 $\gamma_{nat}$  - Peso específico aparente do solo.  
 $\delta$  - Deslocamento radial do maciço na periferia do túnel.

- $\delta_M$  - Deslocamento correspondente ao ponto M (curva de Fenner-Pacher).
- $\delta_g$  - Densidade real dos grãos.
- $\Delta$  - Espessura do espaço existente entre a superfície interna da couraça e o extradorso do revestimento (Széchy, 1973).
- $\epsilon$  - Deformação axial.
- $\epsilon_r$  - Deformação axial na ruptura.
- $\epsilon_f$  - Valor médio da deformação axial na ruptura, da superfície ao nível do eixo do túnel.
- $\theta$  - Ângulo de repouso do arranjo das partículas do Modelo de Sweet e Bogdanoff (1965).
- $\lambda$  - Parâmetro geométrico do Modelo de Sweet e Bogdanoff (1965).
- $\nu$  - Coeficiente de Poisson.
- $\xi$  - Espessura da couraça.
- $\rho$  - Recalque superficial.
- $\rho_{m\acute{a}x}$  - Recalque superficial máximo sobre o eixo de simetria do túnel.
- $\rho_v$  - Deslocamento de um ponto situado a uma distância de 0 a 2 metros da abóbada do túnel (Cording e Hansmire, 1975).
- $\rho'$  - Recalque devido ao alívio de tensões na frente de escavação (Reséndiz e Romo, 1981).
- $\rho''$  - Recalque devido a deslocamentos radiais do maciço na direção do túnel (Reséndiz e Romo, 1981).
- $\rho'_{m\acute{a}x}$  - Recalque máximo devido ao alívio de tensões na frente de escavação (Reséndiz e Romo, 1981) ou devido à movimentação do maciço na direção do túnel através da frente (Széchy, 1970).
- $\rho''_{m\acute{a}x}$  - Recalque máximo devido a deslocamentos radiais do maciço na direção do túnel (Reséndiz e Romo, 1981 e Széchy, 1970).
- $\rho_A$  - Recalque devido à escavação da abóbada.
- $\rho_R$  - Recalque devido à escavação do rebaixo.
- $\rho_{Am\acute{a}x}$  - Recalque máximo devido à escavação da abóbada.

- $\rho_{Rm\acute{a}x}$  - Recalque máximo devido à escavação do rebaixo.
- $\rho_B$  - Recalque correspondente à vertical que passa pelo ponto B(Széchy, 1973).
- $\sigma_r$  - Tensão radial no maciço.
- $\sigma_c$  - Resistência à compressão simples.
- $\sigma_z$  - Pressão de terra sobre o túnel.
- $\sigma_i$  - Pressão interna.
- $\sigma_1$  - Tensão axial do ensaio de compressão triaxial.
- $\sigma_3$  - Tensão confinante do ensaio de compressão triaxial.
- $\sigma_d$  - Tensão desviatória do ensaio de compressão triaxial.
- $\sigma_{dr}$  - Tensão desviatória na ruptura do ensaio de compressão triaxial.
- $\sigma_{df}$  - Valor médio da tensão desviatória na ruptura, da superfície ao nível do eixo do túnel(Reséndiz e Romo, 1981).
- $\sigma_h^0$  - Tensão horizontal ao nível do eixo do túnel antes da escavação.
- $\phi'$  - Ângulo de atrito efetivo do solo.
- $\Phi$  - Diâmetro das partículas de solo do Modelo de Sweet e Bogdanoff(1965).
- $\psi, \eta$  - Fatores adimensionais de correção do Método de Oteo e Moya(1979).
- $\omega$  - Semi-largura da depressão de recalques superficiais.
- $\left(\frac{d\rho}{dy}\right)_{m\acute{a}x}$  - Inclinação máxima da curva de Gauss.
- $\left(\frac{d\rho}{dy}\right)_{med}$  - Inclinação média da curva de Gauss.

LISTA DE TABELAS

- Tabela III.1 - Ensaio Pressiométrico Antes do Rebaixamento.
- Tabela III.2 - Ensaio Pressiométrico Após o Rebaixamento e com a Abóbada da Zona II Escavada.
- Tabela III.3 - Ensaio Pressiométrico Após o Rebaixamento e com o Rebaixo da Zona II e a Abóbada da Zona I Escavados.
- Tabela III.4 - Propriedades Físicas das Camadas de Solo - Valores Médios.
- Tabela III.5 - Resultados dos Ensaio Triaxiais CD.
- Tabela IV.1 - Coletânea de Casos Históricos (Apud Barbosa, 1983 e Fontoura e Barbosa, 1982).
- Tabela IV.2 - Valores de  $F_1$  em Função da Distância à Frente no Início das Medições dos Recalques (Apud Resêndiz e Romo, 1981).
- Tabela VI.1 - Casos Históricos Semelhantes ao T-03-01.
- Tabela VI.2 - Estimativa de  $V_t$  a Partir das Medições dos Extensômetros Múltiplos de Superfície.
- Tabela VI.3 - Influência da Posição Inicial das Frentes de Escavação do T-03-01 Segundo Resêndiz e Romo (1981).
- Tabela VI.4 - Resultados das Previsões para o Marco M8.

LISTA DE QUADROS

Quadro II.1 - Diretrizes para Classificação dos Maciços na Ferrovia do Aço

Quadro II.2 - Aplicação dos Esquemas Construtivos - Linha Singela

Quadro II.3 - Aplicação dos Esquemas Construtivos - Linha Dupla

LISTA DE FIGURAS

- Figura II.1 - Situação da Ferrovia do Aço.
- Figura II.2 - Planta e Perfil Longitudinal da Ferrovia do Aço.
- Figura II.3 - Diagrama de Fenner - Pacher (Apud Fenner, 1938 e Pacher, 1964).
- Figura II.4 - Formações Geológicas Atravessadas pela Ferrovia do Aço.
- Figura II.5 - Bases de Medida de uma Seção Instrumentada.
- Figura III.1 - Seção Transversal Média do Túnel T-03-01 no Trecho Instrumentado - Meia Seção e Seção Plena.
- Figura III.2 - Método Construtivo.
- Figura III.3 - Perfil Geológico do T-03-01.
- Figura III.4 - Avanço das Escavações e do Revestimento Definitivo.
- Figura III.5 - Velocidade de Escavação Versus Tempo.
- Figura III.6 - Locação em Planta dos Instrumentos Instalados a Partir da Superfície.
- Figura III.7 - Locação em Perfil dos Instrumentos Instalados a Partir da Superfície.
- Figura III.8 - Posição dos Instrumentos na Seção Transversal.
- Figura III.9 - Locação dos Marcos Superficiais e das Sondagens.
- Figura III.10 - Seção Geológica Transversal - Estaca 6218 + 5,00.
- Figura III.11 - Seção Geológica Transversal - Estaca 6219 + 10,00.
- Figura III.12 - Seção Geológica Transversal - Estaca 6220 + 10,00.
- Figura III.13 - Seção Geológica Transversal - Estaca 6221 + 2,00.
- Figura III.14 - Seção Geológica Transversal - Estaca 6221 + 14,00.
- Figura III.15 - Seção Geológica Transversal - Estaca 6222 + 6,00.
- Figura III.16 - Envoltória de Tensões Efetivas do Ensaio Triaxial CD.
- Figura III.17 - Relação  $\epsilon/\sigma_1$  x  $\epsilon$  para os Ensaios Triaxiais CD.

- Figura IV.1 - Modelo de Similitude para Túneis - Exemplo (Apud Atkinson e Potts, 1976).
- Figura IV.2 - Propriedades da Curva de Gauss.
- Figura IV.3 - Faixas de Variação de  $K_a$  em Função de  $n$  (Barbosa, 1983).
- Figura IV.4 - Arranjo das Partículas do Modelo de Sweet e Bogdanoff (1965).
- Figura IV.5 - Correlação entre  $Z/D$  e  $i/R$  (Peck, 1969; Cording e Hansmire, 1975).
- Figura IV.6 - Modelo da Depressão de Recalques Superficiais (Cording e Hansmire, 1975).
- Figura IV.7 - Modelo da Depressão de Recalques Superficiais (Attewell, 1977).
- Figura IV.8 - Correlação entre  $\omega$  e  $H/D$  (Attewell, 1977).
- Figura IV.9 - Perfil Longitudinal de Recalques ao Longo do Eixo do Túnel Devido ao Alívio de Tensões na Frente de Escavação (Reséndiz e Romo, 1981).
- Figura IV.11 - Perfil Transversal de Recalques Devido a Deslocamentos Radiais do Maciço na Direção do Túnel (Reséndiz e Romo, 1981).
- Figura IV.12 - Movimentos Superficiais Devidos a Pressões no Interior do Túnel.
- Figura IV.13 - Recalques Devidos à Movimentação do Maciço para o Interior do Túnel Através da Frente (Széchy, 1970).
- Figura IV.14 - Recalques Devidos à Movimentação Radial do Maciço na Direção do Túnel (Széchy, 1970).
- Figura V.1 - Recalque Versus Tempo - Marco M1.
- Figura V.2 - Recalque Versus Tempo - Marco M2
- Figura V.3 - Recalque Versus Tempo - Marco M3
- Figura V.4 - Recalque Versus Tempo - Marco M8
- Figura V.5 - Recalque Versus Tempo - Marco M13
- Figura V.6 - Recalque Versus Tempo - Marco M14
- Figura V.7 - Recalque Versus Tempo - Marco M19



- Figura V.8 - Recalque Versus Tempo - Marco M24.
- Figura V.9 - Recalque Versus Tempo - Marco M28.
- Figura V.10 - Recalque Versus Tempo - Marco M35.
- Figura V.11 - Recalque Versus Tempo - Marco M42.
- Figura V.12 - Recalque Versus Tempo - Marco M49.
- Figura V.13 - Recalque Superficial Versus Posição ao Longo do Eixo do Túnel.
- Figura V.14 - Recalque Devido à Escavação e ao Adensamento
- Figura V.15 - Recalques Percentuais Correspondentes a cada Fonte Medidos nos Marcos Superficiais ao Longo do Eixo do Túnel.
- Figura V.16 - Recalque Medido Versus Distância à Frente.
- Figura V.17 - Faixa de Recalques Medidos Versus Distância à Frente.
- Figura V.18 - Faixa de Recalques Medidos Expurgada Versus Distância à Frente.
- Figura V.19 - Recalque Superficial Médio Versus Distância à Frente.
- Figura V.20 - Recalque Superficial Versus Posição ao Longo da Seção Transversal - Estaca 6218 + 05,00.
- Figura V.21 - Recalque Superficial Versus Posição ao Longo da Seção Transversal - Estaca 6219 + 10,00.
- Figura V.22 - Recalque Superficial Versus Posição ao Longo da Seção Transversal - Estaca 6220 + 10,00.
- Figura V.23 - Recalque Superficial Versus Posição ao Longo da Seção Transversal - Estaca 6221 + 02,00.
- Figura V.24 - Recalque Superficial Versus Posição ao Longo da Seção Transversal - Estaca 6221 + 14,00.
- Figura V.25 - Recalque Superficial Versus Posição ao Longo da Seção Transversal - Estaca 6222 + 06,00.
- Figura V.26 - Relação  $\ln(\rho/\rho_{\text{máx}}) \times y^2$  - Estaca 6218 + 05,00.
- Figura V.27 - Relação  $\ln(\rho/\rho_{\text{máx}}) \times y^2$  - Estaca 6219 + 10,00.

- Figura V.28 - Relação  $\ln(\rho/\rho_{\text{máx}} \times y^2)$  - Estaca 6220 + 10,00.
- Figura V.29 - Relação  $\ln(\rho/\rho_{\text{máx}} \times y^2)$  - Estaca 6221 + 2,00.
- Figura V.30 - Relação  $\ln(\rho/\rho_{\text{máx}} \times y^2)$  - Estaca 6221 + 14,00.
- Figura V.31 - Relação  $\ln(\rho/\rho_{\text{máx}} \times y^2)$  - Estaca 6222 + 06,00.
- Figura V.32 - Distância do Ponto de Inflexão do Perfil Transversal de Recalques ao Eixo do Túnel Versus Tempo.
- Figura V.33 - Relação entre  $i/R$  e  $Z/D$  para o Túnel T-03-01.
- Figura V.34 - Recalque Final Versus Distância ao Eixo Vertical do Túnel.
- Figura V.35 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M1.
- Figura V.36 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M2.
- Figura V.37 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M3.
- Figura V.38 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M8.
- Figura V.39 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M13.
- Figura V.40 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M14.
- Figura V.41 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M19.
- Figura V.42 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M24.
- Figura V.43 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M28.
- Figura V.44 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M35.
- Figura V.45 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M42.
- Figura V.46 - Velocidade de Recalques Versus Tempo - Marco M49.
- Figura V.47 - Velocidade de Pico Versus Distância à Frente.
- Figura V.48 - Velocidade Média de Adensamento Versus Distância à Frente BH de Escavação da Abóbada Paralizada na Estaca 6220 + 5,00.
- Figura V.49 - Velocidade Média de Adensamento Versus Distância à Estaca de Vazamento do Rebaixo.
- Figura V.50 - Velocidade de Recalques Versus Velocidade de Avanço para Distância à Frente Nula.
- Figura VI.1 - Comparação entre Previsões e Medições.

Figura VI.2 - Valores de  $n$  e  $K_a$  para o T-03-01.

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

#### I.1 GENERALIDADES

A execução de túneis em solo é associada a uma mudança no estado de tensões atuantes no maciço circundante, acarretando a movimentação deste na direção da cavidade. Essa movimentação tende a se propagar pelo terreno e atingir a superfície, causando recalques que poderão danificar estruturas existentes nas adjacências.

Esse fenômeno é conhecido há muito tempo nos trabalhos de mineração subterrânea, exploração de petróleo e rebaixamento do nível d'água, onde os recalques superficiais produzidos podiam ser da ordem de metros. A medida que esses trabalhos foram se aproximando de áreas habitadas e/ou construídas, cresceu a preocupação em relação aos danos devidos a essas atividades.

Peck (1969) formulou três requisitos básicos para que o projeto de um túnel seja considerado satisfatório:

- . exequibilidade de construção;
- . a execução do túnel não deve danificar construções sobrejacentes, ruas ou redes de serviço subterrâneas;
- . o túnel deve ter capacidade para suportar durante sua vida útil todas as influências a que possa estar sujeito.

Assim, dependendo dos danos passíveis de ocorrer, pode-se mudar o traçado e/ou a profundidade do túnel, como também de finir-se a necessidade de reforço das estruturas adjacentes, rebaixamento do lençol freático, utilização de ar comprimido ou lama bentonítica, utilização de injeções de consolidação do maciço ou mesmo a substituição da execução do túnel por uma escavação do tipo "cut and cover", acarretando a desapropriação das construções atingidas.

Cording e Hansmire (1975) dividem os recalques superficiais devidos à escavação de túneis em duas categorias. A primeira corresponde a grandes e repentinas perdas de terreno, que podem ocorrer localmente devido à desagregação, fluimento ou

escoamento do terreno, que progridem acima do fecho do túnel ocasionando um afundamento na superfície. Essas perdas não podem ser previstas nem quanto a sua posição ao longo do eixo do túnel nem quanto a sua magnitude, embora a possibilidade de sua ocorrência possa ser considerada comparando-se os métodos construtivos propostos com as condições do maciço. A segunda categoria corresponde aos movimentos do terreno que podem ser esperados sob condições normais, sendo as magnitudes, nesse caso, mais razoavelmente estimadas quantitativamente.

Essa estimativa dos recalques superficiais provocados pela escavação de um túnel é particularmente difícil, tendo em vista os fatores que influenciam os movimentos do terreno, quais sejam as características do maciço, as condições de água, as dimensões e profundidade do túnel, o método de escavação e suporte, etc.

Peck(1969) estabeleceu que nenhuma conclusão satisfatória sobre a probabilidade ou extensão dos danos a estruturas adjacentes pode ser alcançada, a menos que o projetista tenha um conhecimento adequado da magnitude dos recalques esperados para túneis de várias dimensões, construídos em diferentes subsolos por métodos construtivos considerados tecnicamente possíveis. Baseado nessa afirmativa, Cording(1975) estabelece que uma das necessidades mais urgentes no avanço do estado da arte da execução de túneis é uma informação mais detalhada sobre os recalques associados a várias condições de solo e métodos construtivos.

## I.2 OBJETIVO E ESCOPO DA TESE

Dado o exposto no item anterior, o objetivo principal desta tese é apresentar e analisar os dados sobre os recalques superficiais decorrentes da execução de um túnel pouco profundo em solo residual de migmatito do Leste Brasileiro, fazendo-se ainda uma comparação das medições com os valores determinados pelos métodos mais conhecidos de previsão desses deslocamentos.

Para uma melhor compreensão dos assuntos tratados, este trabalho é apresentado nos seis capítulos que se seguem, cujo conteúdo é resumido abaixo.

O capítulo II trata dos túneis executados na Ferrovia

do Aço, apresentando os conceitos básicos do NATM, bem como as diretrizes gerais de projeto e construção adotadas nessas obras. Abordam-se ainda os motivos que levaram à realização de uma instrumentação mais complexa em um dos túneis escavados.

No capítulo III faz-se uma descrição do túnel T-03-01, no qual foi instalada aquela instrumentação, tanto no que se refere aos aspectos geológicos, geotécnicos, geomorfológicos e hidrogeológicos quanto aos geométricos, apresentando-se ainda as principais ocorrências durante sua construção para se ter uma idéia das dificuldades encontradas nas escavações. São relacionados também todos os tipos de medições efetuadas, bem como as investigações geotécnicas realizadas para auxiliar a análise dos dados obtidos.

No capítulo IV são encontrados os métodos analíticos mais conhecidos utilizados na estimativa dos recalques superficiais provocados pela escavação de túneis. Para cada um desses métodos são apresentadas as expressões correspondentes, como também as orientações para determinação dos parâmetros necessários. Ressalta-se aí que por absoluta falta de tempo não foi possível enfocar outros procedimentos para previsão dos recalques.

O capítulo V apresenta uma análise das medições efetuadas, relacionando antes de tudo as várias dificuldades encontradas, tendo em vista o fato das escavações não terem seguido uma programação voltada exclusivamente para a instrumentação, e ainda as hipóteses simplificadoras que tiveram de ser adotadas para vencer tais obstáculos. A análise foi dividida em três partes: a primeira enfocando o aspecto longitudinal dos deslocamentos, a segunda, o aspecto transversal, e a terceira, as velocidades de evolução dos mesmos.

No capítulo VI é feita a comparação entre as medições dos recalques efetuadas no T-03-01 e os valores obtidos por cada um dos métodos relacionados no capítulo VI. Discutem-se em seguida os resultados alcançados, determinando-se ainda os valores dos parâmetros correspondentes a cada método que tornariam as previsões muito próximas dos recalques realmente ocorridos.

Finalmente, no capítulo VII são apresentadas as conclusões das análises efetuadas e oferecidas algumas sugestões para complementação deste trabalho e desenvolvimento de pesquisas futuras.

## CAPÍTULO II

### OS TÚNEIS DA FERROVIA DO AÇO

#### II.1 HISTÓRICO DA FERROVIA E SEU TRAÇADO

A construção da Ferrovia do Aço foi decidida em 1974 pelo Governo Federal, com base em estudos da malha ferroviária que servia ao triângulo econômico Belo Horizonte-Rio de Janeiro - São Paulo. Tais estudos, efetuados em 1972/73, mostraram a necessidade de se ter uma ferrovia de características técnicas modernas que fosse a espinha dorsal de um novo sistema de transporte que atendesse aos planos de expansão das indústrias siderúrgica e cimenteira e da exportação de minérios previstos na ocasião.

Baseado nesses planos de expansão, o empreendimento foi dividido em duas etapas (figura II.1):

- . a primeira, ligando Belo Horizonte a Volta Redonda e aos portos do Rio de Janeiro e de Sepetiba;
- . a segunda, indo de Itutinga a São Paulo, com o objetivo de suprir o parque industrial paulista com os insumos provenientes de Minas Gerais.

A primeira etapa, iniciada em abril de 1975 e atualmente em vias de conclusão no trecho de Jeceaba a Volta Redonda, tem cerca de 390 km de extensão, começando em Belo Horizonte a 800 metros de altitude (figura II.2). Após atravessar os contrafortes da Serra do Espinhaço, a ferrovia desenvolve-se em platô, paralelamente ao Alto Rio das Velhas, vencendo o divisor entre os rios das Velhas e Paraopeba. A seguir, desce em direção à Jeceaba, cruzando os rios Paraopeba e das Mortes, após o que atravessa terreno menos acidentado. A partir daí, passa a subir até alcançar sua cota máxima, 1.124 metros, em Bom Jardim de Minas, para então iniciar a descida da escarpa da Mantiqueira até Volta Redonda, num desnível de mais de 700 metros.

Por ser uma ferrovia destinada a uma grande densidade de tráfego, a necessidade de se reduzir ao mínimo os custos operacionais e de se ter menores probabilidades de interrupções para reparos e manutenção levou à adoção de parâmetros de traçado

mais suaves que os usuais até então, tais como rampa máxima de 1% e raio mínimo de 900 metros. Isto acarretou a existência de 101 túneis ao longo do traçado da primeira etapa, num total de aproximadamente 72,5 km de extensão.

## II.2 METODOLOGIA DE PROJETO E CONSTRUÇÃO DOS TÚNEIS

### II.2.1 Generalidades

A concepção adotada no projeto e construção dos túneis da Ferrovia do Aço foi a do NATM (New Austrian Tunnelling Method). Desenvolvido na década de 1940/50, o NATM é algumas vezes ainda considerado um conjunto de técnicas de escavação e suporte. Na verdade é uma filosofia (Muller, 1978 e Brown, 1981) de projeto e construção que busca a máxima utilização da capacidade de suporte do próprio maciço circundante como contribuição para a estabilização da escavação. Isto é conseguido mantendo-se, dentro do possível, a integridade desse maciço através da aplicação de técnicas e recursos que impeçam deformações excessivas e o surgimento de trincas e fraturas. Dessa maneira, o antigo conceito de escoramento, característico dos métodos tradicionais que supõem o maciço se desprendendo e atuando diretamente sobre o revestimento, é substituído pelo de estabilização da escavação.

### II.2.2 O Fenômeno da Estabilização

As principais aplicações do NATM se deram em túneis escavados em rocha submetida a altas tensões (Brown, 1981). Neste caso, o modo como a estabilização é alcançada pode ser explicado através do diagrama de Fenner-Pacher (figura II.3), analisando-se um túnel circular sujeito a um estado de tensões hidrostático " $p_i$ ", sem levar em conta a influência da gravidade em blocos afrouxados.

A escavação pode ser assimilada a uma redução gradual do estado de tensões ao redor da cavidade de " $p_i$ " até zero. Esta redução é acompanhada de deslocamentos do terreno na direção do túnel, cujas magnitudes dependem das características mecânicas do maciço. No diagrama de Fenner-Pacher, esse fenômeno é representado pelas curvas 1, 2 e 3, também conhecidas como "curvas características" dos maciços.



A curva 1 corresponde a um maciço dito autoportante, pois a estabilização é alcançada sem a utilização de praticamente nenhum revestimento e com um valor de deslocamento relativamente pequeno. A curva 2 é relativa a um maciço cuja estabilização se dá com um deslocamento excessivamente alto, implicando em invasão do gabarito interno do túnel. A curva 3 corresponde a um maciço que se desagrega a partir de um deslocamento  $\delta M$ .

As duas últimas curvas correspondem a tipos de maciço que, como se vê, necessitam de um revestimento sistemático auxiliar de estabilização. O revestimento utilizado deve ter rigidez e ser instalado em um tempo tal que provoque a estabilização nas proximidades do ponto M da curva 3 na figura II.3, desde que as deformações correspondentes possam ser toleradas. Para túneis com baixas coberturas (dezenas de metros), o rápido afrouxamento da abóbada sob influência da gravidade pode ocorrer, obrigando a imediata instalação do suporte de primeira fase para evitar a desagregação do maciço.

Ainda na figura II.3, as curvas a e b correspondem ao comportamento tensão-deformação de dois tipos de revestimento de rigidez distintas, instalados em tempos diferentes, para obtenção da estabilização do maciço nas proximidades do ponto M da curva 3 (figura II.3). Observa-se que, por ter sido instalado posteriormente, o revestimento correspondente à curva b necessita possuir uma rigidez maior, sendo, por conseguinte, mais caro.

### II.2.3 O Revestimento Preliminar

O NATM apresenta as seguintes características principais:

- . conservação e mobilização da resistência do solo ou rocha e a formação de um anel de maciço colaborante para sua própria sustentação;
- . uso de instrumentação sistemática para acompanhar as deformações da escavação e, conseqüentemente, a distribuição dos esforços nos elementos de suporte.

Dessa forma, o revestimento preliminar colocado para auxiliar o maciço na sua auto-sustentação deve possuir características de deformação sob carga adequadas e ser aplicado no momento

certo. Normalmente, esse revestimento é constituído por uma fina camada de concreto projetado reforçada por cambotas metálicas leves e/ou ancoragens.

Brown(1981) afirma que é provavelmente correto pressupor que a aplicação bem sucedida do NATM deve envolver o uso de concreto projetado. Segundo Rabicewicz(1974), o concreto projetado apresenta todos os requisitos para ser um suporte temporário ideal, dentre os quais destacam-se a sua alta resistência inicial, pois é lançado com aditivo para rápida obtenção de uma elevada capacidade de sustentação, e, principalmente, a sua perfeita interação com o maciço adjacente, o que permite que ele comece a atuar imediatamente após a sua aplicação.

As ancoragens utilizadas na execução de túneis segundo o NATM têm uma dupla função. Primeiramente elas aumentam a espessura do anel de maciço colaborante quando aplicadas com comprimento e espaçamento convenientes. A segunda função é a de impedir a queda de blocos formados pelas interseções dos planos de fratura do maciço, promovendo uma espécie de "costura" do mesmo. Rabicewicz(1974) diz que a associação de concreto projetado com ancoragens se mostrou insuperável como suporte temporário tanto para rochas como também para algumas situações em terrenos plásticos e praticamente sem coesão.

Com relação às cambotas metálicas, Muller(1978) afirma que existem pessoas que acreditam que a sua função é apenas psicológica e não estrutural, enquanto que outras verificaram sua função através de instrumentação. Para Rabicewicz (1964, 1969 e 1975) e Rabicewicz e Golser(1973), a finalidade principal das cambotas é proteger os operários durante a fase de escavação da abóbada, ficando a sua eficiência estrutural dependente de sua ligação com o terreno, ou seja, da qualidade do preenchimento entre elas e o maciço.

Dependendo da situação, poderá ser ou não necessária para a estabilização da escavação a execução de um arco de concreto na soleira do túnel, conhecido como arco invertido. Este arco tem a finalidade de fechar o anel de revestimento, fazendo com que o mesmo funcione como um tubo, quando o material constituinte do piso não puder suportar as pressões ali reinantes.

Na execução dos túneis da Ferrovia do Aço foi também

utilizado em determinados casos um arco de concreto projetado na altura aproximadamente da metade da seção de escavação, com a finalidade de prover suporte para a escavação da meia seção superior(ou calota). Este arco, denominado arco invertido provisório, era demolido quando da escavação do rebaixo(ou bancada).

#### II.2.4 O Revestimento Definitivo

O revestimento preliminar, provisório ou de primeira fase pode também ser chamado de revestimento estabilizante, pois é geralmente com a sua aplicação que se atinge a estabilização da escavação. Assim, podemos dizer que com esse revestimento estamos com um fator de segurança contra o colapso do suporte próximo à unidade.

No entanto, o padrão de uma obra requer uma segurança adicional que é obtida com a aplicação de um revestimento definitivo ou de segunda fase. Assim, se o equilíbrio do sistema maciço-revestimento de primeira fase é atingido quando a tensão radial média é  $p_M$  (figura II.3), e se o revestimento de segunda fase tem uma resistência disponível  $p_D$ , o fator de segurança segundo Brown(1981) será:

$$FS \approx \frac{p_M + p_D}{p_M}$$

### II.3 O PROJETO PROPRIAMENTE DITO DOS TÚNEIS DA FERROVIA DO AÇO

A Ferrovia do Aço atravessa um grande número de complexas formações geológicas(figura II.4). Além disso, em relação ao grau de intemperismo existe uma grande variação, podendo ser encontrados materiais desde rocha sã até solo residual maduro, ocorrendo também espessos mantos de colúvio, frequentemente saturados. Assim, para a elaboração do projeto dos túneis houve a necessidade de se agrupar os maciços em sete classes de mesmo comportamento geomecânico. As diretrizes dessa classificação são apresentadas no quadro II.1 . Para essas classes foram projetados esquemas construtivos padrões, suficientemente versáteis para serem aplicados nos diversos litotipos. Cada esquema construtivo define um dispositivo de estabilização(revestimento de primeira fase), que pode ser constituído por concreto projetado ,

cambotas e/ou ancoragens, dimensionado propositalmente para um fator de segurança próximo à unidade. Os quadros II.2 e II.3 apresentam os esquemas construtivos correspondentes às classes, indicando o tipo de revestimento, suas dimensões e comprimentos de passo de avanço.

#### II.4 A INSTRUMENTAÇÃO SISTEMÁTICA

Para o acompanhamento da evolução dos deslocamentos do maciço na direção do túnel após a escavação, e consequente avaliação do desempenho do revestimento de primeira fase, foi prevista uma instrumentação sistemática constituída por medições de convergência de pares de pinos instalados nas cambotas ou no próprio maciço. A figura II.5 apresenta um esquema das bases de medida utilizadas na Ferrovia do Aço.

Estabilizada a escavação, ou seja, cessados os movimentos das bases de medida, era executado o revestimento de segunda fase. Este procedimento acarretava uma minimização das cargas sobre esse revestimento, permitindo que ele fosse executado, geralmente, em concreto não armado. Deste modo, sua função principal era propiciar um incremento no fator de segurança requerido pelo elevado padrão da obra.

Outros objetivos da instrumentação sistemática utilizada na Ferrovia do Aço estão relacionados em outras fontes bibliográficas (por exemplo Nieble e Serman, 1982).

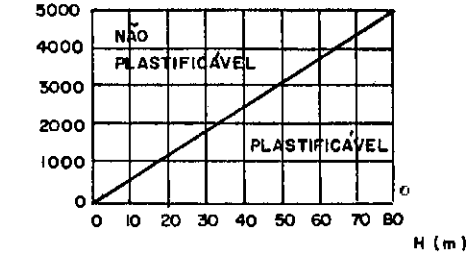
#### II.5 A INSTRUMENTAÇÃO DE DETALHE

Durante a construção de alguns túneis da Ferrovia do Aço foram encontradas dificuldades para atravessar materiais em quadrados principalmente na classe VII. Essas dificuldades propiciaram a introdução do esquema construtivo utilizando o arco invertido provisório como medida de segurança e para aumentar a velocidade de escavação.

Com a finalidade de estudar o comportamento dos maciços classe VII que requeriam a utilização do método construtivo citado, e tendo em vista a considerável extensão de túneis a serem escavados nesse tipo de material nessa ocasião, decidiu-se por implantar uma instrumentação de detalhe num trecho que se

enquadrasse naquelas condições.

Essa instrumentação, executada no túnel T-03-01, será mostrada com mais profundidade no capítulo III.

CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS			1 SPT OU PENETRABILIDADE		2 CLASSE DE MACIÇOS	
$G_c$ (kN/m <sup>2</sup> )  $H$ (m)			ÍNDICE SPT OU PENETRABILIDADE $G_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		$\mu = \frac{G_c}{0,5 H}$ CLASSE V : $1/2 \leq \mu < 1$ CLASSE VI : $1/6 \leq \mu < 1/2$ CLASSE VII : $\mu < 1/6$	
MACIÇOS PLASTIFICÁVEIS (P)			10 / 30	100		
			20 / 30	250		
			30 / 30	400		
			30 / 12	1000		
			30 / 08	1500		
			30 / 05	2000		
			30 / 03	3000		
			30 / 02	4000		

MACIÇOS NÃO PLASTIFICÁVEIS (NP)	1 GRAU DE FRATURAMENTO			2 CONDIÇÃO DA SUPERFÍCIE DE FRATURA		
	SÍMBOLO	Nº DE FRATURAS POR METRO	PESO	SÍMBOLO	CONDIÇÃO DA FRATURA	PESO
	F <sub>0</sub>	1	25	S <sub>0</sub>	FRATURA SELADA OU SEM FRATURA	35
	F <sub>1</sub>	1 a 2	20	S <sub>1</sub>	SUPERFÍCIES ÁSPERAS E IRREGULARES OU ONDULADAS	28
	F <sub>2</sub>	2 a 5	15	S <sub>2</sub>	POUCO ÁSPERAS E PLANAS DE PAREDES DURAS	21
	F <sub>3</sub>	3 a 10	10	S <sub>3</sub>	POUCO ÁSPERAS E PLANAS DE PAREDES POUCO ALTERADAS	14
	F <sub>4</sub>	10 a 15	6	S <sub>4</sub>	PAREDES LISAS E PLANAS, SÃS OU ALTERADAS	7
	F <sub>5</sub>	15 a 20	3	S <sub>5</sub>	SUPERFÍCIES COM PREENCHIMENTO DE ARGILA, TALCO, MICA, GRAFITE	0
	F <sub>6</sub>	> 20	0			

MACIÇOS NÃO PLASTIFICÁVEIS (NP)	3 FAMÍLIAS DE FRATURAS			4 CONDIÇÃO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA			5 CLASSE DE MACIÇOS	
	SÍMBOLO	CONDIÇÃO	PESO	SÍMBOLO	CONDIÇÃO	PESO	CLASSE	PESO
	L <sub>0</sub>	SEM FRATURAS, FRATURAS ESPARSAS OU FRATURAS SELADAS COM MATERIAL RÍGIDO	25	A <sub>0</sub>	NÍVEL ABAIXO DA SOLEIRA	25	I	100 - 85
	L <sub>1</sub>	POSSUI SOMENTE FRATURAS O <sub>0</sub> (0° - 20°)	20	A <sub>1</sub>	NÍVEL ATÉ 10 m ACIMA DA SOLEIRA	20	II	85 - 60
	L <sub>2</sub>	FRATURAS O <sub>1</sub> (20° - 45°) OU O <sub>2</sub> (45° - 90°)	15	A <sub>2</sub>	NÍVEL 10 A 25 m ACIMA DA SOLEIRA	15		
	L <sub>3</sub>	FRATURAS COMBINADAS 2 A 2	8	A <sub>3</sub>	NÍVEL 25 A 50 m ACIMA DA SOLEIRA	8	III	60 - 40
	L <sub>4</sub>	COMBINAÇÃO DE FRATURAS O <sub>0</sub> , O <sub>1</sub> E O <sub>2</sub>	3	A <sub>4</sub>	NÍVEL 50 A 100 m ACIMA DA SOLEIRA	3		
	L <sub>5</sub>	3 FAMÍLIAS OU MAIS	0	A <sub>5</sub>	NÍVEL MAIS QUE 100 m ACIMA DA SOLEIRA	0	IV	40 - 0

QUADRO II . 1 - DIRETRIZES PARA CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS NA FERROVIA DO AÇO.

COM CABBOTAS							COM CHUMBADORES						
CLASSIFICA- ÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS	ESQUEMA CONSTRUTIVO	AVANÇO (m)	CABBOTA PERFIL I	ESPESSURA NA CHAVE (m)			ESQUEMA CONSTRUTIVO	AVANÇO (m)	CHUMBADORES		ESPESSURA NA CHAVE (m)		
				CONCRETO PROJETADO IMEDIATO	CONCRETO PROJETADO COMPLEMENT.	REVESTIMENTO DEFINITIVO			QUANTIDADE	COMPRIMENTO (m)	CONCRETO PROJETADO IMEDIATO	CONCRETO PROJETADO COMPLEMENT.	REVESTIMENTO DEFINITIVO
	E I	0,80 a 1,20	I 6"	0,05	0,15	0,50							
	E II	0,60 a 0,80	I 6"	0,05	0,15	0,50							
	E III	0,60 a 0,80	I 6"	0,05	0,15	0,50							
	E IV	0,60 a 0,80	I 6"	0,05	0,15	0,50							
VII	ETC - I	0,60 a 1,00	I 6"	0,10	0,15	0,45							
VI	ETC-I	0,60 a 1,00	I 6"	0,05	0,15	0,45							
V	ETC-2	0,80 a 1,20	I 6"	0,05	0,15	0,40	ETA - 1	0,80 a 1,20	8 a 10	4,50	0,10	0,10	0,30
IV	ETC-3	0,80 a 1,40	I 6"	0,05	0,15	0,40	ETA - 2	0,80 a 1,40	6 a 8	4,50	0,05	0,10	0,30
III							ETA - 3	1,00 a 1,80	4 a 6	4,50	0,05	0,10	0,30
II							ETA - 4	1,50 a 2,50	4 a 8	3,00	0,05	0,05	0,30
I							ETA - 5	≤ 3,00	EVENTUAIS	2,00	EVENTUAL	—	0,30

COM CABBOTAS (ABÓBADA)							COM CHUMBADORES (REBAIXO)					
CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS	ESQUEMA CONSTRUTIVO	AVANÇO (m)	CABBOTA PERFIL I	ESPESSURA NA CHAVE (m)			AVANÇO (m)	CHUMBADORES		ESPESSURA NO APOIO DA ABOBADA (m)		
				CONCRETO PROJETADO IMEDIATO	CONCRETO PROJETADO COMPLEMENTAR	REVESTIMENTO DEFINITIVO		QUANTIDADE	COMPRIMENTO (m)	CONCRETO PROJETADO IMEDIATO	CONCRETO PROJETADO COMPLEMENTAR	REVESTIMENTO DEFINITIVO
V-VI / II	ETM	0,80 a 1,20	I 6"	0,05	0,15	0,40	1,60 a 2,40	EVENTUAL	3,00	0,05	0,05	0,30
IV / III	ETM	0,80 a 1,20	I 6"	0,05	0,15	0,40	1,60 a 2,40	EVENTUAL	3,00	0,05	0,05	0,30

QUADRO II.2 - APLICAÇÃO DOS ESQUEMAS CONSTRUTIVOS - LINHA SINGELA.

COM CÂMBOTAS							COM CHUMBADORES						
CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS	ESQUEMA CONSTRUTIVO	AVANÇO (m)	CÂMBOTA PERFIL I	ESPESSURA NA CHAVE (m)			ESQUEMA CONSTRUTIVO	AVANÇO (m)	CHUMBADORES		ESPESSURA NA CHAVE (m)		
				CONCRETO PROJETADO IMEDIATO	CONCRETO PROJETADO COMPLEMENTAR	REVESTIMENTO DEFINITIVO			QUANTIDADE	COMPRIMENTO (m)	CONCRETO PROJETADO IMEDIATO	CONCRETO PROJETADO COMPLEMENTAR	REVESTIMENTO DEFINITIVO
	E I	0,80 a 1,20	I 8"	0,05	0,20	0,70							
	E II	0,60 a 0,80	I 8"	0,05	0,20	0,70							
	E III	0,60 a 0,80	I 8"	0,05	0,20	0,70							
	E IV	0,60 a 0,80	I 8"	0,05	0,20	0,70							
VII	ETC-1	0,60 a 1,00	I 8"	0,10	0,20	0,50							
VI	ETC-1	0,60 a 1,00	I 8"	0,05	0,20	0,50							
V	ETC-2	0,80 a 1,20	I 8"	0,05	0,20	0,45	ETA -1	0,80 a 1,20	10 a 12	4,50	0,10	0,10	0,30
IV	ETC-3	0,80 a 1,40	I 8"	0,05	0,15	0,45	ETA-2	0,80 a 1,40	8 a 10	4,50	0,05	0,10	0,30
III							ETA-3	1,00 a 1,80	7 a 9	4,50	0,05	0,10	0,30
II							ETA-4	1,50 a 2,50	8 a 10	3,00	0,05	0,05	0,30
I							ETA-5	≤3,00	EVENTUAIS	2,00	EVENTUAL	—	0,30

COM CÂMBOTAS							COM CHUMBADORES					
CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS	ESQUEMA CONSTRUTIVO	AVANÇO (m)	CÂMBOTA PERFIL I	ESPESSURA NA CHAVE (m)			AVANÇO (m)	CHUMBADORES		ESPESSURA NO APOIO DA ABÓBADA (m)		
				CONCRETO PROJETADO IMEDIATO	CONCRETO PROJETADO COMPLEMENTAR	REVESTIMENTO DEFINITIVO		QUANTIDADE	COMPRIMENTO (m)	CONCRETO PROJETADO IMEDIATO	CONCRETO PROJETADO COMPLEMENTAR	REVESTIMENTO DEFINITIVO
V-VI / III	ETM	0,80 a 1,20	I 8"	0,05	0,20	0,45	1,60 a 2,40	EVENTUAL	3,00	0,05	0,05	0,30
IV / III	ETM	0,80 a 1,20	I 8"	0,05	0,15	0,45	1,60 a 2,40	EVENTUAL	3,00	0,05	0,05	0,30

QUADRO II. 3 - APLICAÇÃO DOS ESQUEMAS CONSTRUTIVOS - LINHA DUPLA.



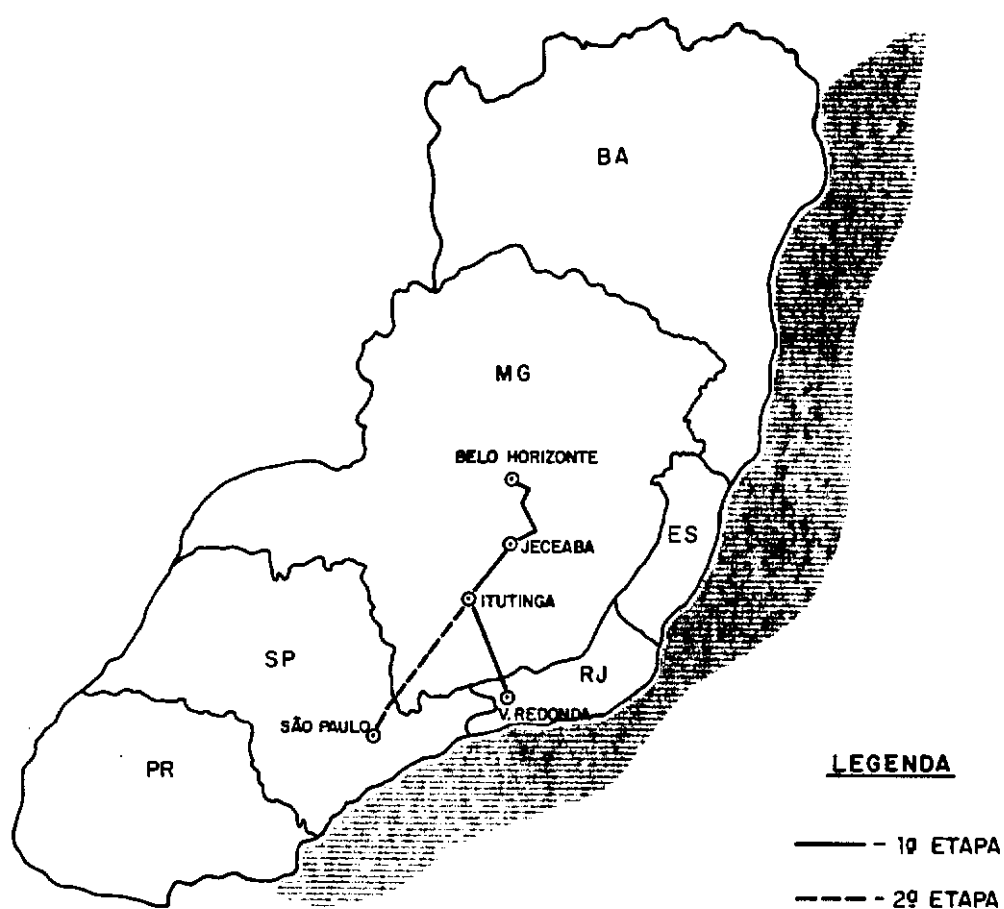


FIG. II.1 — SITUAÇÃO DA FERROVIA DO AÇO

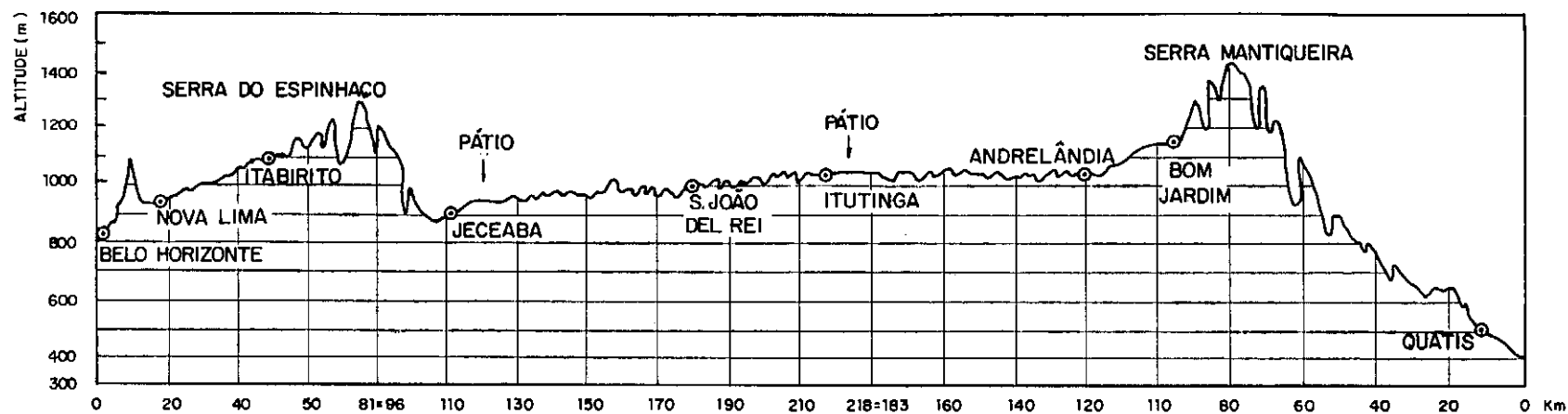
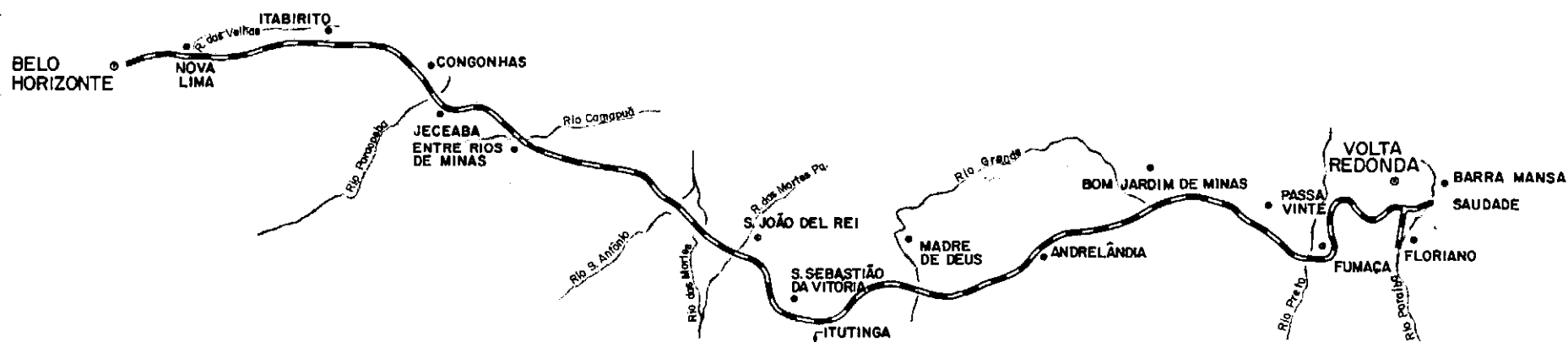
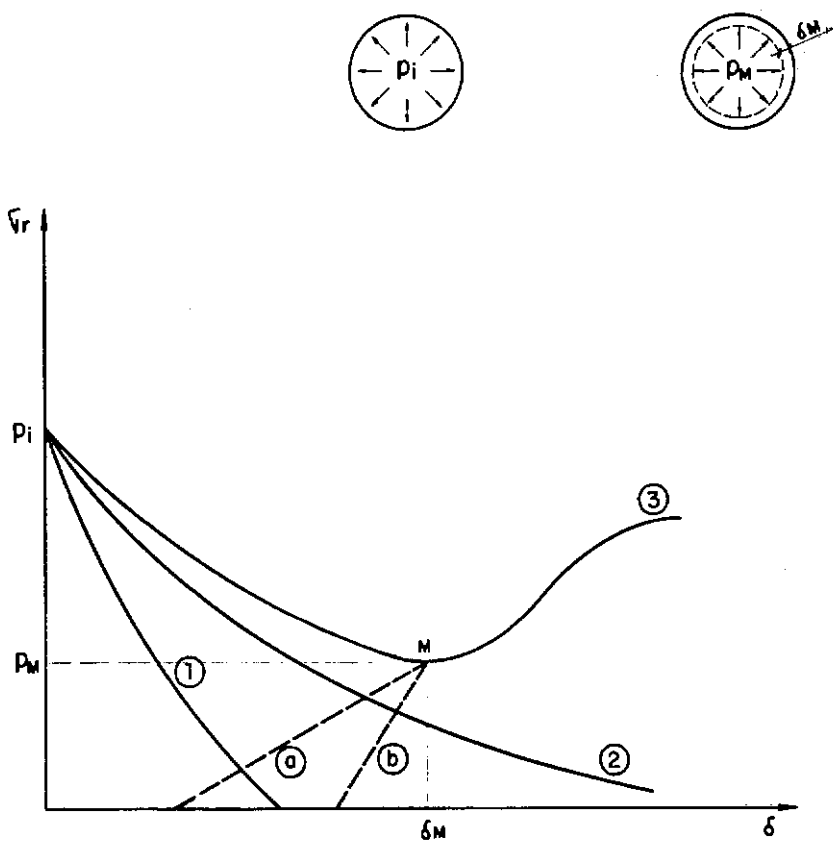


FIG. II.2 – PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL DA FERROVIA DO AÇO





### LEGENDA

- $\sigma$  — TENSÕES RADIAIS
- $\delta$  — DEFORMAÇÕES RADIAIS
- $P_i$  — TENSÃO RADIAL INICIAL
- ①, ② e ③ — CURVAS CARACTERÍSTICAS DOS MACIÇOS
- ① e ② — CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO DOS REVESTIMENTOS

FIG. II.3 — DIAGRAMA DE FENNER-PACHER  
( APUD FENNER, 1938 E PACHER, 1964 )

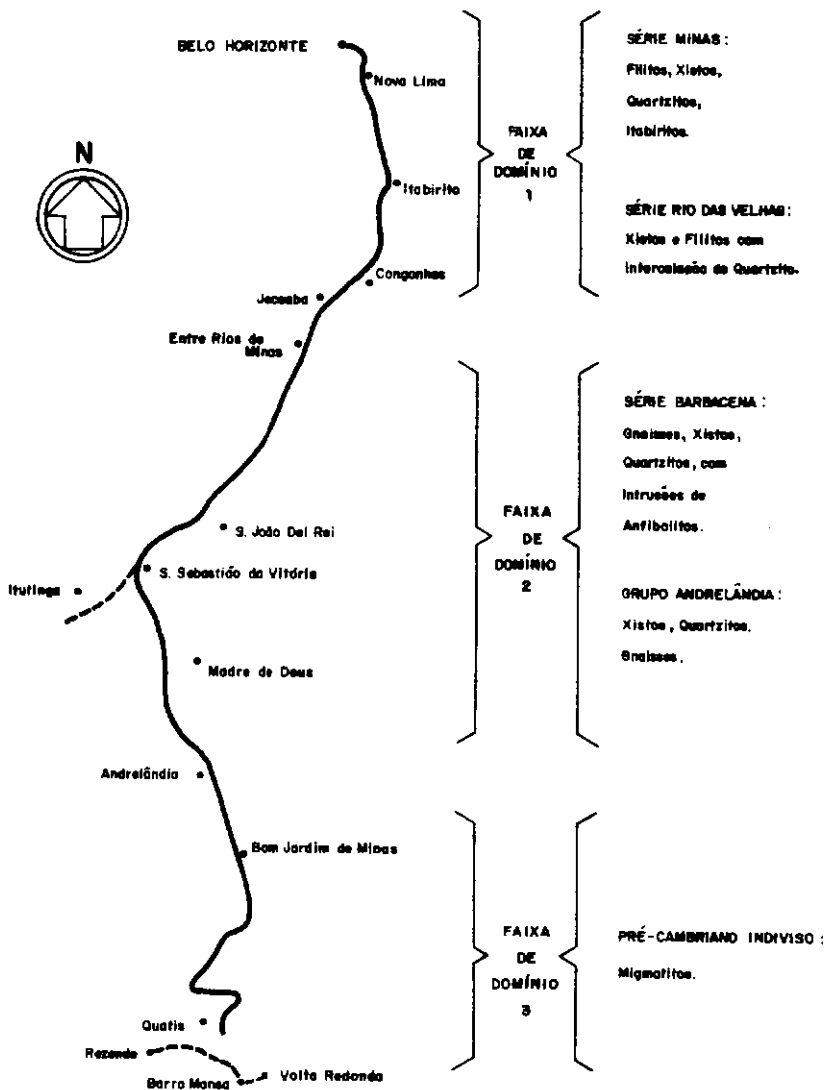


FIG. II.4—FORMAÇÕES GEOLÓGICAS ATRAVESSADAS PELA FERROVIA DO AÇO

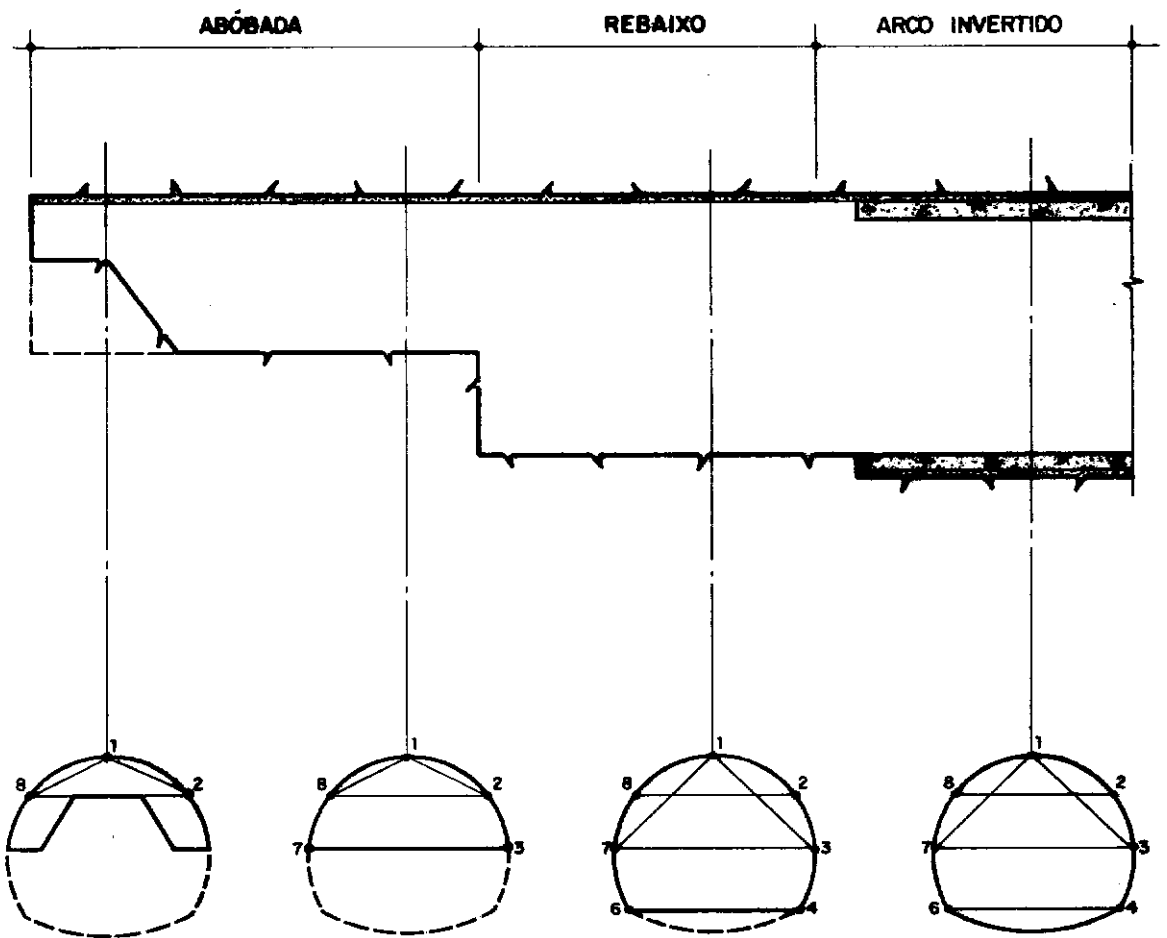


FIG. II. 5 — BASES DE MEDIDA DE UMA SEÇÃO INSTRUMENTADA

## CAPÍTULO III

### O TÚNEL INSTRUMENTADO

#### III.1 GENERALIDADES

O túnel T-03-01, designado também túnel Maria Rita, está compreendido entre as estacas 6211 + 8,00 e 6244 + 15,00, no lote 6 de construção da Ferrovia do Aço, tendo portanto uma extensão de 667 metros. Geograficamente está situado no município de São Braz do Suaçuí, Estado de Minas Gerais.

Seu traçado desenvolve-se em curva à esquerda com raio de 10.313,242 metros até a estaca 6227 + 15,55, seguindo em linha reta daí em diante, com uma altitude aproximada de 931 metros no emboque BH e de 925 metros no emboque SP, apresentando uma rampa média descendente no sentido de exportação de aproximadamente 0,90%.

A cobertura máxima sobre a abóbada é da ordem de 50 metros entre as estacas 6229 + 0,00 e 6230 + 10,00 e esse túnel passa sob a rodovia BR-383(ex MG-6) na altura da estaca 6215, com uma cobertura de 11 metros.

Os serviços de escavação do túnel foram iniciados em novembro de 1975, tendo o vazamento da meia seção superior ocorrido em março de 1981 e do rebaixo em maio do mesmo ano.

A figura III.1 mostra a seção média de escavação do túnel, indicando, também, os revestimentos preliminar e definitivo utilizados para a estabilização do túnel.

A figura III.2 apresenta a metodologia construtiva das escavações efetuadas nesse túnel.

#### III.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS, GEOMORFOLÓGICOS E HIDROGEOLÓGICOS

O túnel T-03-01 está situado dentro do complexo gnáissico-migmatítico pertencente à Associação Barbacena de idade pré-cambriana. Segundo Aquino(1983), a litologia predominante é caracterizada por migmatito heterogêneo, ocorrendo alternância de

faixas neossômicas (frações quartzo-feldspáticas do migmatito, de coloração clara) e paleossômicas (frações biotíticas do migmatito, de coloração escura), com espessuras variáveis desde a ordem de centímetros até metros. O resultado do intemperismo sobre o paleossoma é um solo silto-argiloso, extremamente micáceo com coloração escura semelhante a do café. Já a intemperização do neossoma promove a formação de faixas argilo-arenosas, bastante caulinizadas, de cor clara. Em decorrência disto, instalam-se nesses dois tipos de solo diferenças que se refletem quanto à conduta perante a ação da água e quanto à resistência. Como consequência, o comportamento do maciço escavado notabilizou-se por uma gama de anomalias e deformações não usuais.

Geomorfologicamente, a região onde está inserido o T-03-01 é ondulada, sendo as encostas bastante suavizadas pela ação de processos erosivos; vales mostram-se abertos com pequenos desníveis; a drenagem é pouco encaixada, produzindo como consequência extensas planícies de inundação.

Quanto às características hidrogeológicas mais acentuadas e frequentemente observadas, destacam-se a presença do nível do lençol freático relativamente alto, muitas vezes aflorante no fundo de vales, e o aparecimento de solos hidromórficos (solos encharcados permanente ou quase permanentemente), que chegam a se propagar além do limite superior do declive aluvial das vertentes.

A interação dos aspectos geomorfológicos e hidrogeológicos é muito importante, pois conduz à formação de grandes e desenvolvidas feições erosivas (voçorocas) de tão larga distribuição na região.

A figura III.3 mostra o perfil geológico do túnel com a indicação das classes de maciço ao longo daquele e dos correspondentes esquemas construtivos.

### III.3 COMPORTAMENTO DO MACIÇO EM RELAÇÃO À ESCAVAÇÃO

Dado o exposto no item anterior, era de se esperar que a escavação do túnel T-03-01 apresentasse uma série de dificuldades executivas, a começar pelos emboques. O emboque SP, por onde foram iniciados os serviços, encontrava-se numa região de

voçoroca e o maciço escavado era um solo saprolítico de migmatito de baixa resistência ( $\sigma_c = 200 \text{ kN/cm}^2$  \* onde  $\sigma_c$  é a resistência à compressão simples), classificado como silte arenoso pouco argiloso, pouco micáceo, com intercalações de caulim, que aliado às condições de grande saturação e baixa cobertura conferiu a este lado um alto grau de criticidade. Esta situação acarretou a adoção de uma drenagem intensa do maciço, além da execução sistemática de enfilagens tubulares injetadas para se enfrentá-la. Já no emboque BH, as investigações geológicas de subsuperfície identificaram acima do greide, entre o colúvio e o solo saprolítico, um extenso nível de solo aluvionar argiloso de características mecânicas muito baixas. Aliado a isto, cruzando essa região encontrava-se a rodovia BR-383 (ex MG-6), a qual seria atingida caso se executasse uma terraplenagem com os taludes compatíveis com aquele tipo de solo. Foi então adotado um emboque em túnel falso executado pelo método "cut and cover", com posterior complementação com paredes-diafragma.

A penetração pelo emboque SP se deu basicamente em solo saprolítico até as proximidades da estaca 6234 + 10,00. Nesse intervalo, o maciço escavado passou de pouco a muito micáceo, com as faixas biotíticas atingindo espessuras da ordem de 2 metros, permanecendo as condições severas de água como também as zonas caulinizadas. Isto implicou a ocorrência de vários acidentes, dentre os quais podem-se destacar o ocorrido na estaca 6235 + 17,20, o qual acarretou uma paralização dos serviços na frente de escavação durante 5 meses para tratamento do maciço com injeções por dentro do túnel, e o da estaca 6234 + 10,80, que envolveu um volume de aproximadamente  $1000 \text{ m}^3$ . Assim, as enfilagens tubulares injetadas foram executadas ao longo de todo aquele trecho, como também se parcializou a escavação da meia seção superior entre as estacas 6237 e 6234.

---

\* Nota: Este trabalho foi inicialmente redigido com as unidades das grandezas no sistema MK\*S. Para a transformação ao Sistema Internacional foi considerada, aqui e em todo o restante da tese, a seguinte relação:



A partir da estaca 6234 + 10,00, começaram a melhorar as características mecânicas do maciço atravessado devido à presença de saprólito de migmatito e da ascensão brusca do topo rochoso. A rocha encontrada, que passou a ocupar toda a seção de escavação a partir da estaca 6233 + 10,00, era um migmatito heterogêneo, medianamente fraturado, com fraturas contínuas que encontravam-se algumas vezes com as superfícies oxidadas e algumas outras vezes com preenchimento argiloso. As escavações em rocha estenderam-se até as proximidades da estaca 6227, quando aquela passou a ocupar apenas a meia seção inferior até desaparecer nas proximidades da estaca 6224. Já nesse trecho, entre as estacas 6227 e 6224, voltou a aparecer na abóbada o solo saprolítico de migmatito de baixa resistência.

A partir da estaca 6224 até a estaca 6221, onde se deu o vazamento do túnel, o material escavado foi o solo saprolítico classificado como silte arenoso do lado direito, de coloração cinza esbranquiçada, e silte argiloso do lado esquerdo, de coloração marron avermelhada. Esse maciço, aliado às condições de água da frente de serviço, obrigou a parcialização da escavação da abóbada e a execução do arco invertido provisório, bem como a utilização de enfilagens tubulares injetadas na estaca 6223 + 4,00 e na estaca 6222 + 16,20, na qual foi verificado um princípio de escorregamento.

Quando do início da penetração propriamente dita pelo emboque BH, os materiais escavados foram colúvio, argila aluvionar, solo residual maduro e solo saprolítico de migmatito, com condições de água muito severas, o que obrigou à adoção da parcialização da escavação da abóbada e à utilização do arco invertido provisório. Essa situação existiu até as proximidades da estaca 6214, a partir da qual o maciço encontrado consistiu somente do solo saprolítico, mantendo-se apenas a execução do arco invertido provisório.

Devido às condições do material atravessado aliadas à baixa cobertura do local, foi necessária para a escavação do trecho subjacente à BR-383 a execução de uma injeção de tratamento a partir da superfície entre as estacas 6214 + 7,00 e 6216 + 9,00, ficando a frente de penetração paralizada na primeira estaca durante a realização desse serviço. Outra paralização ocorreu

na altura da estaca 6220 + 5,00 em virtude da observação de uma convergência acentuada do túnel que obrigou a imediata execução do revestimento definitivo em concreto armado. Ao se reiniciar a escavação, houve necessidade de se executar uma enfilagem tubular injetada decorrente da formação de uma "capela" nessa região. A retomada dos serviços se fez com parcialização da escavação da abóbada, a qual se estendeu até o vazamento do túnel.

Devido à piora das qualidades do material atravessado e às condições severas de água, optou-se por escavar esse trecho final após um rebaixamento do lençol freático por intermédio de poços filtrantes profundos, de modo a melhorar as características de resistência do maciço e permitir uma maior velocidade das escavações. Esses poços se estenderam até uma profundidade de aproximadamente 3 metros abaixo do arco invertido ou até o topo rochoso. Tal profundidade, no entanto, não foi suficiente para drenar totalmente o maciço nas imediações do túnel, ficando o lençol freático, após o rebaixamento, a cerca de 1 (um) metro acima do fecho.

Deve-se ainda destacar a ocorrência de uma fissura no lado direito do arco invertido provisório na altura da estaca 6219 + 7,50 quando se estava executando o rebaixo nas proximidades da estaca 6218 + 19,00.

A figura III.4 mostra o esquema de avanço das escavações e do revestimento definitivo, e a figura III.5, a variação da velocidade de escavação ao longo do tempo.

### III.4 INSTRUMENTAÇÃO IMPLANTADA

Foram implantadas duas zonas de instrumentação, uma entre as estacas 6218 + 0,00 e 6218 + 4,80 (zona II) e outra entre as estacas 6219 + 5,00 e 6219 + 9,80 (zona I). A zona III foi assim denominada porque se imaginava que a mesma seria escavada posteriormente à zona I.

A sequência de escavação idealizada previa a penetração do túnel pelo emboque SP em esquema ETC-1 convencional, sem arco invertido provisório, até a estaca 6218 + 15,00, ultrapassando a zona I. A retomada da escavação a partir dessa estaca se daria com a utilização do arco invertido provisório. Assim, poder-se-ia

comparar o comportamento do terreno diante de dois esquemas construtivos diferentes.

No entanto, os problemas surgidos durante os trabalhos, já citados no item II.3, acarretaram mudanças tanto na sequência de escavação como no método construtivo, o que obrigou uma alteração nos planos da instrumentação, sem, contudo, comprometê-la.

Foram as seguintes as medições realizadas:

- . medições topográficas por meio de nivelamento de marcos superficiais;
- . medições de deformação no interior do maciço por meio de extensômetros múltiplos de haste instalados a partir da superfície com ancoragens a 1,3,5 e 10 metros acima da abóbada, e extensômetros simples de haste instalados a partir do interior do túnel com ancoragens a 1,3 e 5 metros além dos rins da seção;
- . medições piezométricas com piezômetros de Casagrande e medições de nível d'água;
- . medições de pressão nos contatos maciço-revestimento de primeira fase - revestimento de segunda fase por meio de células de pressão total tipo Glöetzel;
- . medições de deformações no revestimento de primeira e segunda fases por meio de extensômetros de corda vibrante tipo Maihak MDS-53-a;
- . medições de deformações nas cambotas por meio de extensômetros de corda vibrante tipo Maihak MDS-16 e extensômetros elétricos ("strain gages");
- . medições de pressão nos pés das cambotas por meio de macacos tóricos;
- . medições de abertura de eventuais fissuras no concreto por meio de juntas triortogonais;
- . medições de convergência por meio de medidores de convergência tipo IPT com fio de invar;
- . medições topográficas por meio de nivelamento dos pinos das cambotas próximos ao fecho do túnel.

As figuras III.6 e III.7 apresentam a locação em planta e em perfil dos instrumentos instalados a partir da superfície. A posição na seção transversal dos instrumentos instalados no interior do túnel pode ser vista na figura III.8.

Para efetuar as medições topográficas de superfície, as quais são tratadas neste trabalho, foram implantados 52 marcos de referência, cuja localização está indicada na figura III.9. Esses marcos eram constituídos de um segmento de vergalhão de aço imerso em uma base de concreto moldada no local, de dimensões 20 x 20 x 10 cm aproximadamente. Os movimentos verticais foram obtidos comparando-se a elevação dos marcos com as de dois RRNN("bench mark") situados fora da área influenciada pela construção do túnel. A aparelhagem usada constituiu de um nível marca Kern, modelo GK2-A, munido de micrômetro de placas planas paralelas e mira invar, que permite leituras diretas de 0,1 mm e leituras por apreciação de 0,01 mm, podendo realizar nivelamentos com um erro médio de  $\pm 0,3$  mm/km (IPT, 1979).

### III.5 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Para auxiliar a análise da instrumentação, foi efetuada uma campanha de investigações geotécnicas composta de sondagens mistas nas estacas 6218 + 3,00 e 6220 + 3,00 em adição às já existentes nas estacas 6219 + 10,00 e 6221 + 5,00, retirada de amostras indeformadas para execução de ensaios de laboratório, e ensaios pressiométricos.

As sondagens executadas mostraram que o terreno atravessado pelo túnel T-03-01 na região instrumentada constitui-se basicamente de uma camada de solo coluvionar de 4 a 5 metros de espessura; uma camada de solo saprolítico de migmatito dividida em duas faixas: uma composta de silte pouco argiloso de cerca de 20 metros de espessura com SPT variando de 7 a 44, e a mais profunda, de silte arenoso pouco argiloso de espessura em torno de 15 metros e com SPT entre 16 e 50/21; e uma camada de saprólito de migmatito com espessura próxima de 8 metros. As mesmas registram ainda um nível d'água a cerca de 20 metros de profundidade.

A figura III.9 indica a posição das sondagens, dos poços de inspeção e dos furos para execução dos ensaios pressiométricos.

A figura III.7 apresenta um perfil geológico da região instrumentada obtido a partir das sondagens executadas. Nessa figura estão indicados também os medidores de nível d'água, piezômetros e extensômetros múltiplos.

A partir desse perfil, foram traçadas seções geológicas transversais ao eixo do túnel, apresentadas nas figuras III.10 a III.15.

Os ensaios pressiométricos foram realizados com aparelhagem tipo Ménard em três fases: a primeira, quando ainda não havia sido iniciado o bombeamento, de modo a verificar os parâmetros pressiométricos do maciço antes do rebaixamento do nível d'água (furos PS-1A e PS-4A); a segunda após efetuado aquele rebaixamento e com a escavação da abóbada da zona II executada (furos PS-1B, PS-4B e PS-6); e a terceira, com o rebaixo da zona II e a abóbada da zona I escavados (furos PS-2 e PS-5). Em cada furo foram executados, em geral, três ensaios com o procedimento usual, ou seja, aplicação de incrementos de pressão de aproximadamente  $100 \text{ kN/m}^2$  e manutenção desse valor durante um estágio de tempo de 1 (um) minuto, e um ensaio especial com aplicação de acréscimos de pressão de 100 em  $100 \text{ kN/m}^2$ , até  $1000 \text{ kN/m}^2$ , e de 500 em  $500 \text{ kN/m}^2$ , entre 1000 e  $2500 \text{ kN/m}^2$ , com estágios de leitura de 10 minutos de duração. Os resultados dos ensaios pressiométricos estão relacionados nas tabelas III.1 a III.3.

Com relação aos blocos coletados para execução de ensaios em laboratório, praticamente todos eles eram constituídos de solo saprolítico bastante heterogêneo, com presença de fissuras remanescentes da rocha matriz. Isso acarretou a quebra de muitos deles com o manuseio e o transporte e, conseqüentemente, a redução da quantidade de amostras indeformadas ensaiadas.

Na tabela III.4 encontram-se relacionadas as propriedades físicas médias obtidas dos ensaios de laboratório para as camadas de solo constituintes do maciço atravessado pelo T-03-01. Na tabela III.5 e na figura III.16 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais adensados drenados, sendo  $E_1$  o módulo de elasticidade tangente definido (Kondner, 1963) como o inverso da interseção com o eixo  $\epsilon/\sigma_1$  do prolongamento dos gráficos  $\epsilon/\sigma_1$  x  $\epsilon$  da figura III.17

FURO	PROFUNDIDADE (m)	$P_O$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_f$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_p$ (kN/m <sup>2</sup> )
PS-1A	16,84	470	1000	23900
	22,04*	260	1080	9000
	24,15	400	900	18800
	26,00	440	1060	16000
PS-4A	11,93	480	900	17300
	13,51	340	920	14800
	16,37*	320	1000	8800
	18,18	480	880	17900

\* Ensaio especial

TABELA III.1 - Ensaio Pressiométricos Antes do Rebaixamento

FURO	PROFUNDIDADE (m)	$P_O$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_f$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_p$ (kN/m <sup>2</sup> )
PS-1B	4,70	160	440	5190
	18,48	140	1440	17660
	23,50*	300	900	22820
	25,65	200	1060	21900
	27,59	200	1000	12810
PS-4B	18,49	120	800	14700
	23,60*	300	1100	23650
PS-6	10,81	280	800	7570
	16,16*	100	900	16550
	18,05	100	900	14840
	20,12	140	900	14350

\* Ensaio especial

TABELA III.2 - Ensaio Pressiométricos Após o Rebaixamento e com a Abóbada da Zona II Escavada.

FURO	PROFUNDIDADE (m)	$P_O$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_f$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_p$ (kN/m <sup>2</sup> )
PS-2	16,75	400	1100	13000
	21,80*	400	700	18300
	23,74	-	-	-
	25,80	400	900	17700
PS-5	12,00	300	700	16500
	17,00*	300	800	21100
	19,00	500	1000	17800
	21,00	-	-	-

\* Ensaio especial

TABELA III.3 - Ensaio Pressiométricos Após o Rebaixamento e com o Rebaixo da Zona II e a Abóbada da Zona I Escavados.



DESCRIÇÃO DO SOLO	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$h_{nat}$ (%)	$\delta_g$	LL (%)	IP (%)	GRANULOMETRIA (%)		
						AREIA	SILTE	ARGILA
Colúvio	15,2	25	2,62	49	23	54	32	14
Solo saprolítico(1)	16,9	24	2,66	-	NP	58	29	13
Solo saprolítico(2)	17,9	37	2,62	47	24	56	30	14

(1) - Silte pouco argiloso

(2) - Silte arenoso pouco argiloso

TABELA III.4 - Propriedades Físicas das Camadas de Solo - Valores Médios

AMOSTRA	POÇO	PROFUNDIDADE (m)	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_r$ (%)	$\sigma_{dr}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	PI-1	9,00 - 9,30	50	35700	2,7	320
			150	55500	6,7	530
			300	69000	9,0	880
			600	95200	10,7	1195
2	PI-2	10,00 - 10,30	50	76900	3,0	140
			150	-	-	-
			300	66700	9,5	382
			600	100000	10,2	815

TABELA III.5 - Resultados dos Ensaios Triaxiais CD

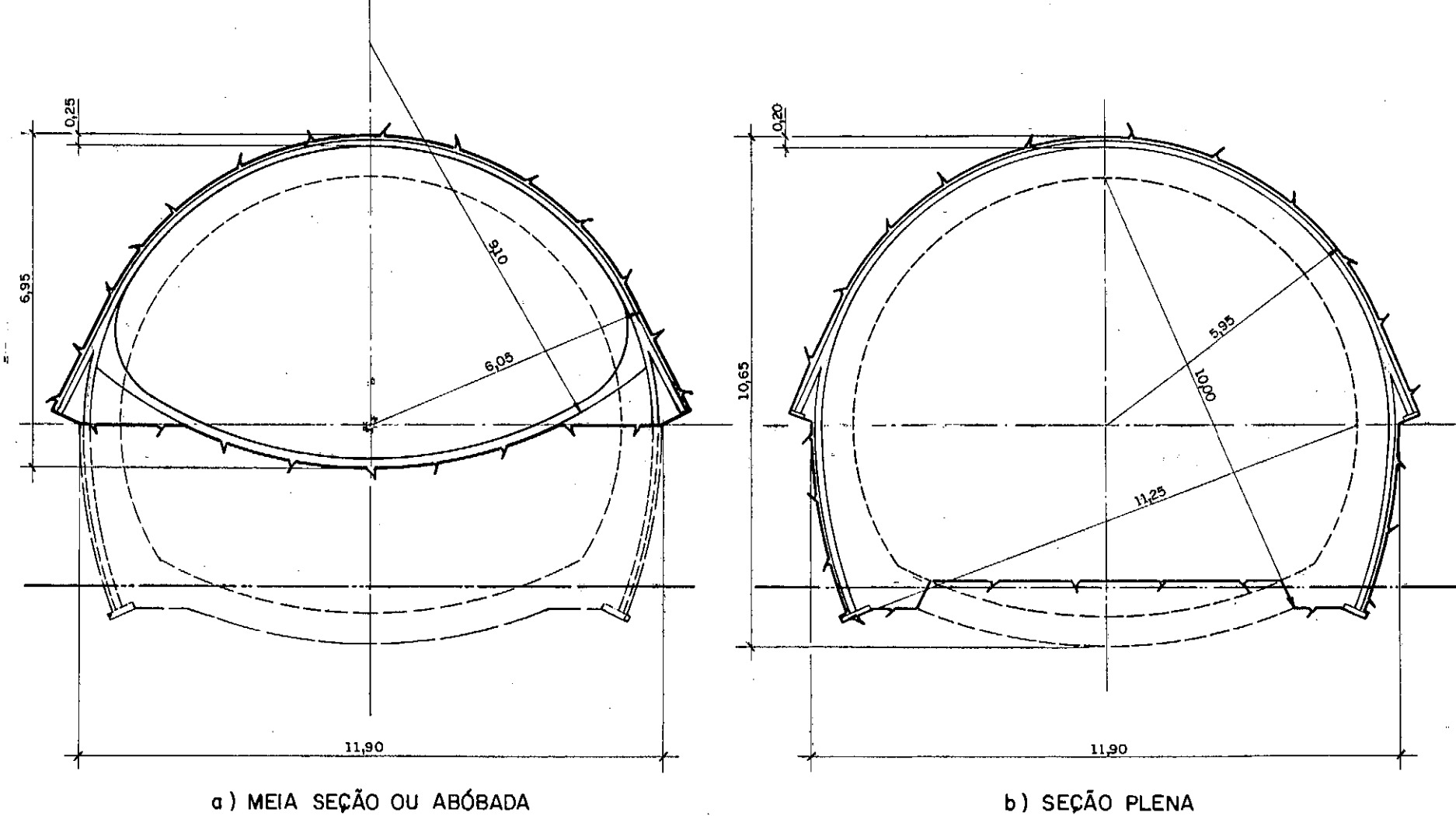


FIG. III.1 - SEÇÃO TRANSVERSAL MÉDIA DO TÚNEL T-03-01 NO TRECHO INSTRUMENTADO - MEIA SEÇÃO E SEÇÃO PLENA.

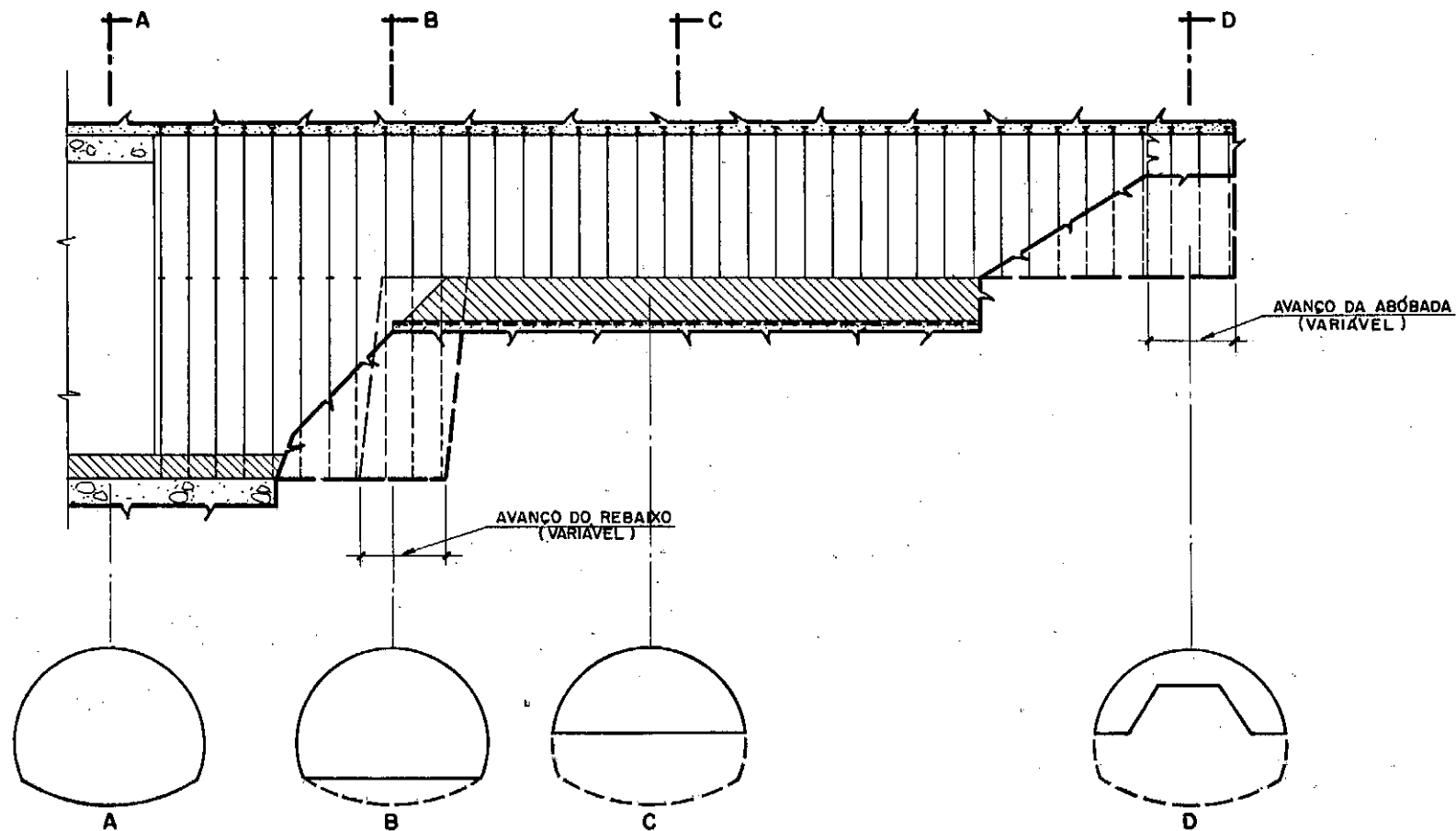


FIG. III. 2 — MÉTODO CONSTRUTIVO

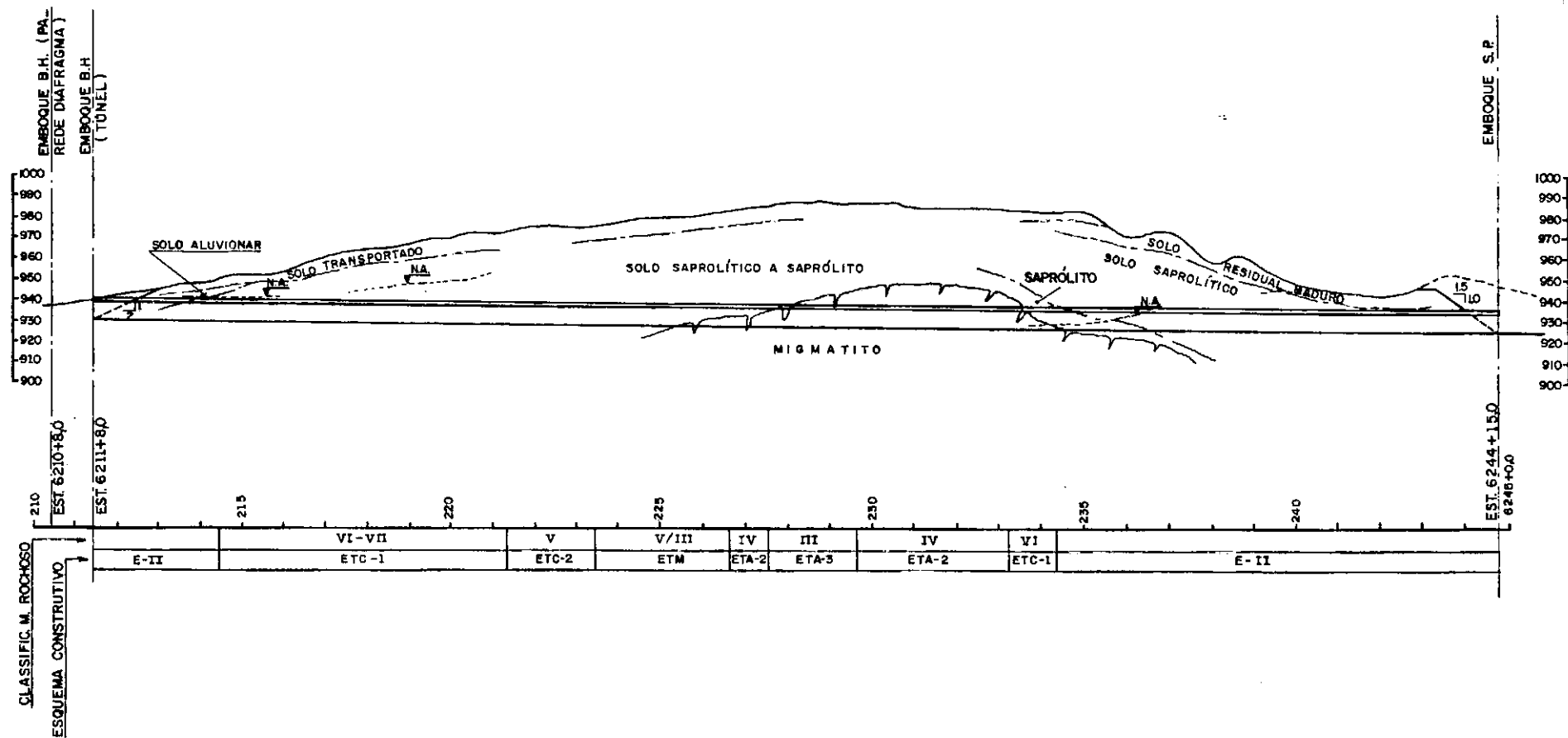


FIG. III.3 — PERFIL GEOLÓGICO DO T-03-01

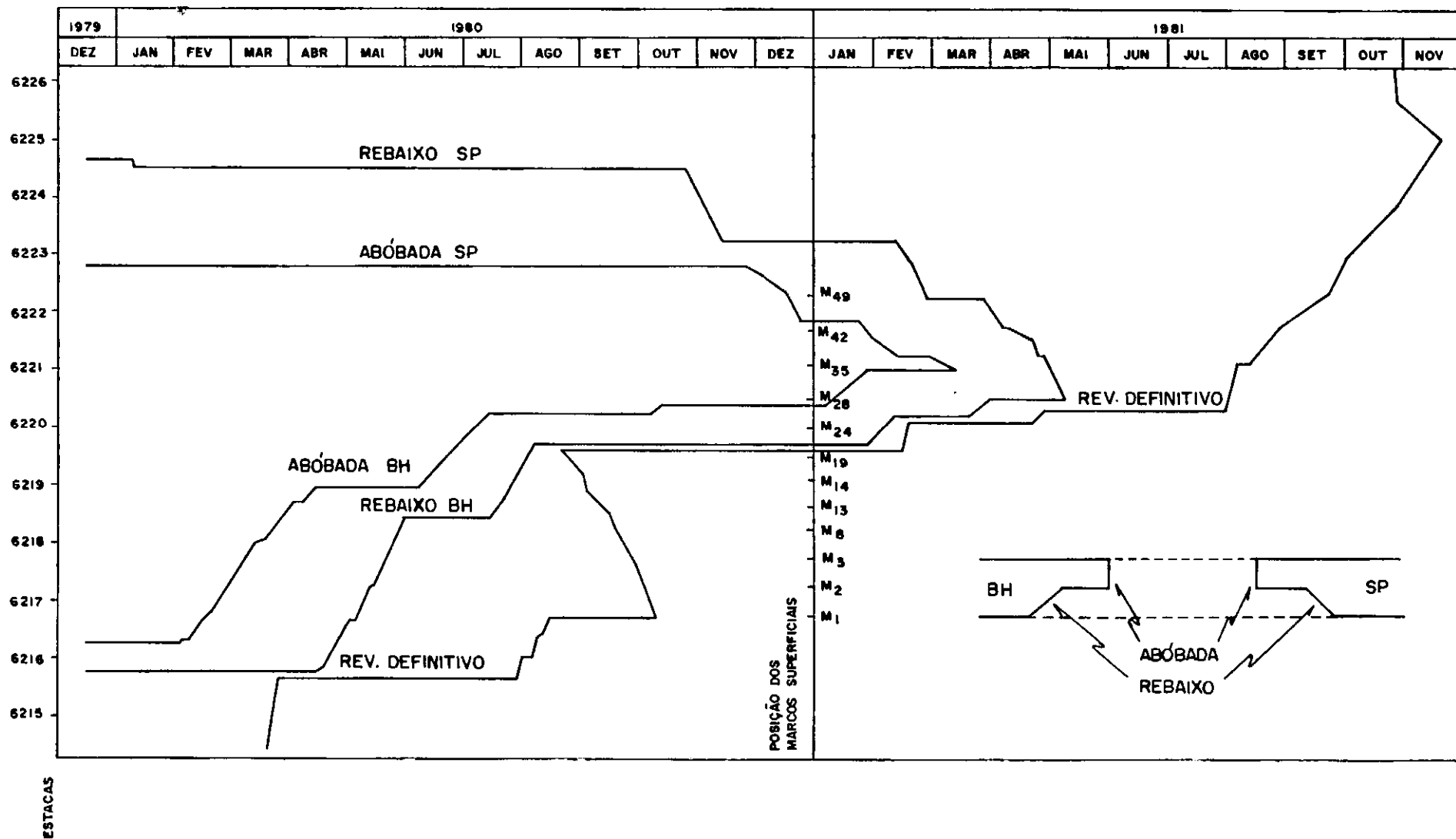


FIG. III. 4 - AVANÇO DAS ESCAVAÇÕES E DO REVESTIMENTO DEFINITIVO.

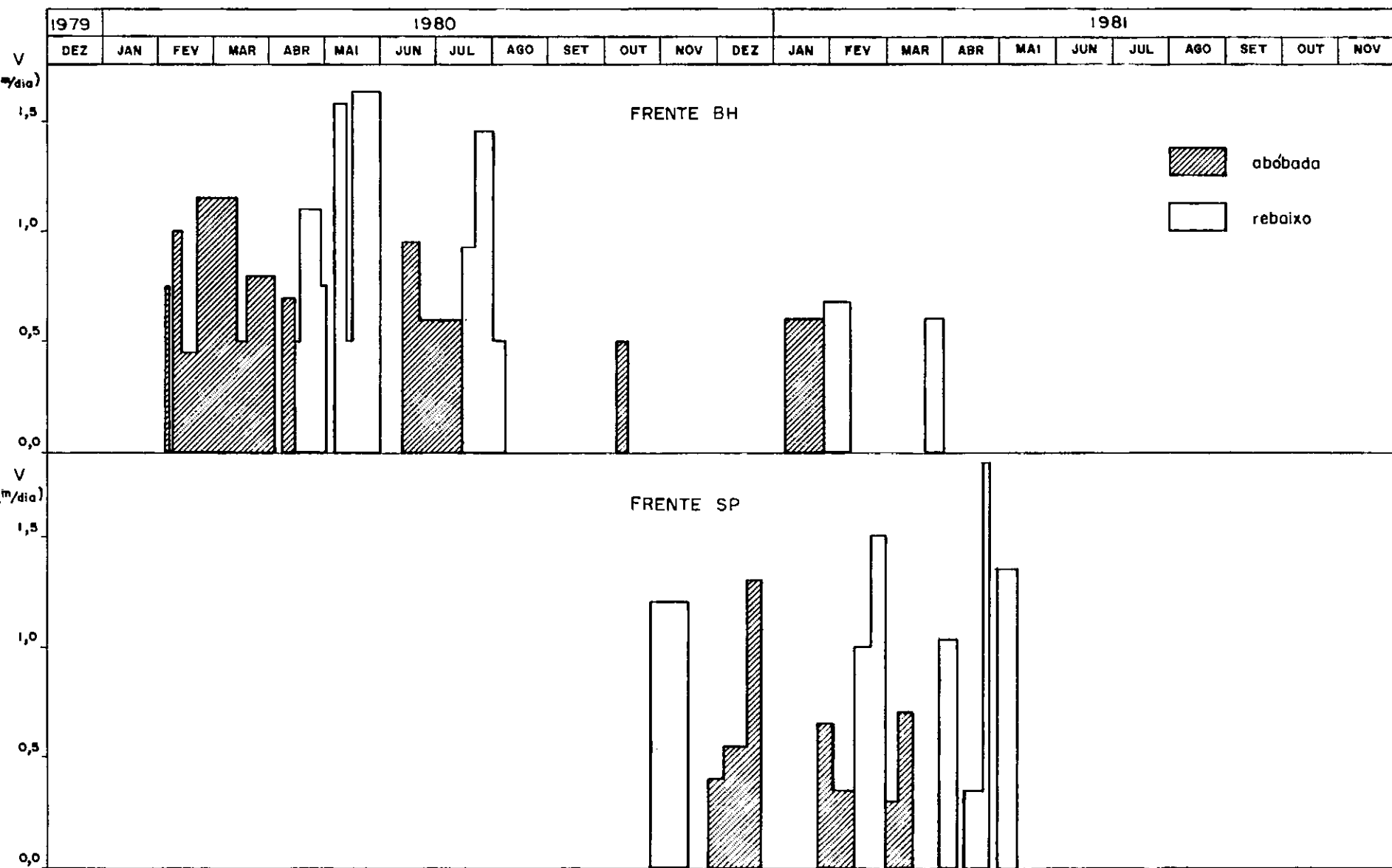


FIG. III. 5 - VELOCIDADE DA ESCAVAÇÃO VERSUS TEMPO

LEGENDA:

- - MARCO SUPERFICIAL
- - EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO
- ▽ - PIEZÔMETRO
- ▼ - MEDIDOR DE N.A.
- - POÇO DE BOMBEAMENTO

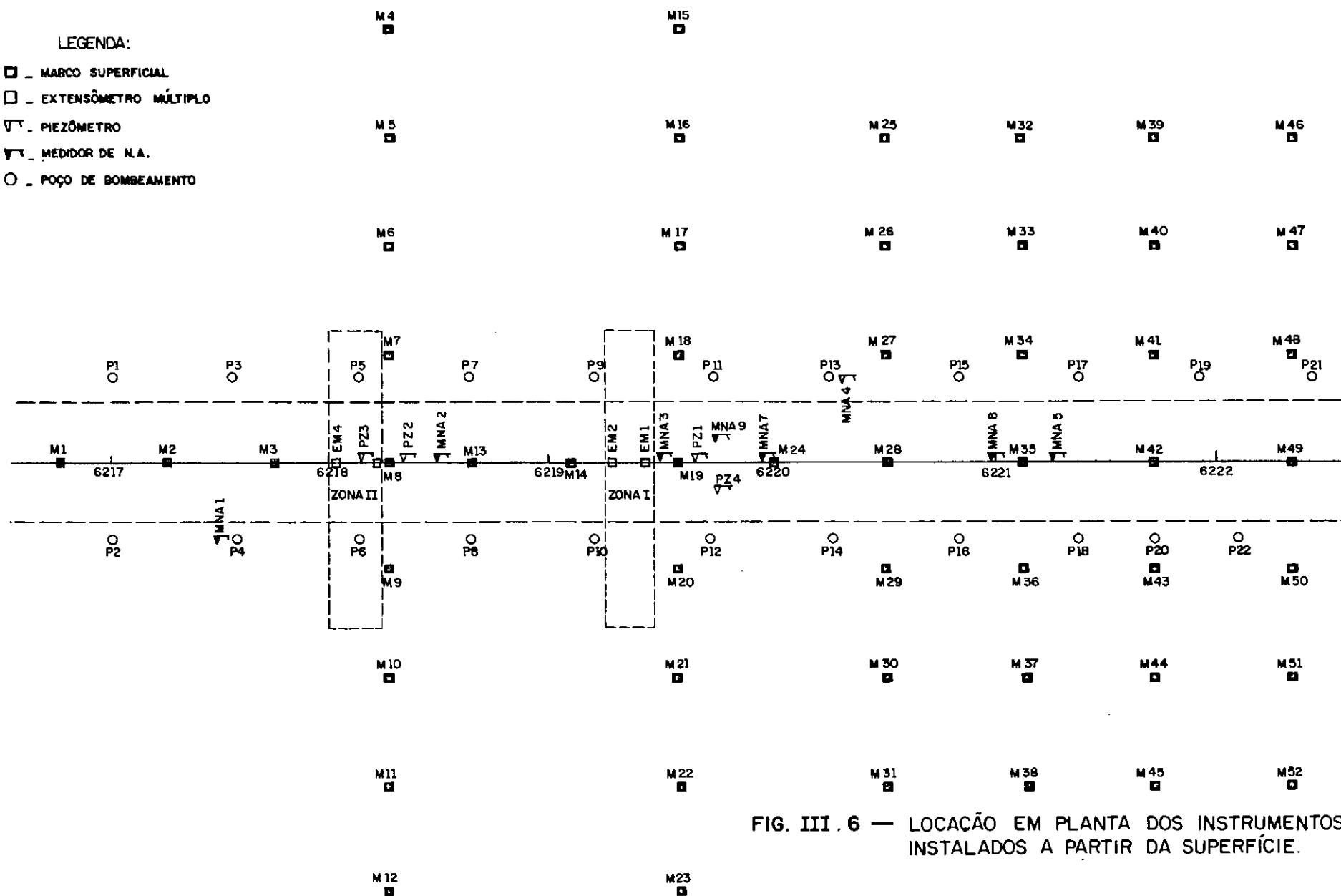


FIG. III.6 — LOCAÇÃO EM PLANTA DOS INSTRUMENTOS INSTALADOS A PARTIR DA SUPERFÍCIE.

M — MARCO SUPERFICIAL  
MNA — MEDIDOR DE NÍVEL D'ÁGUA  
EM — EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO  
PZ — PIEZÔMETRO

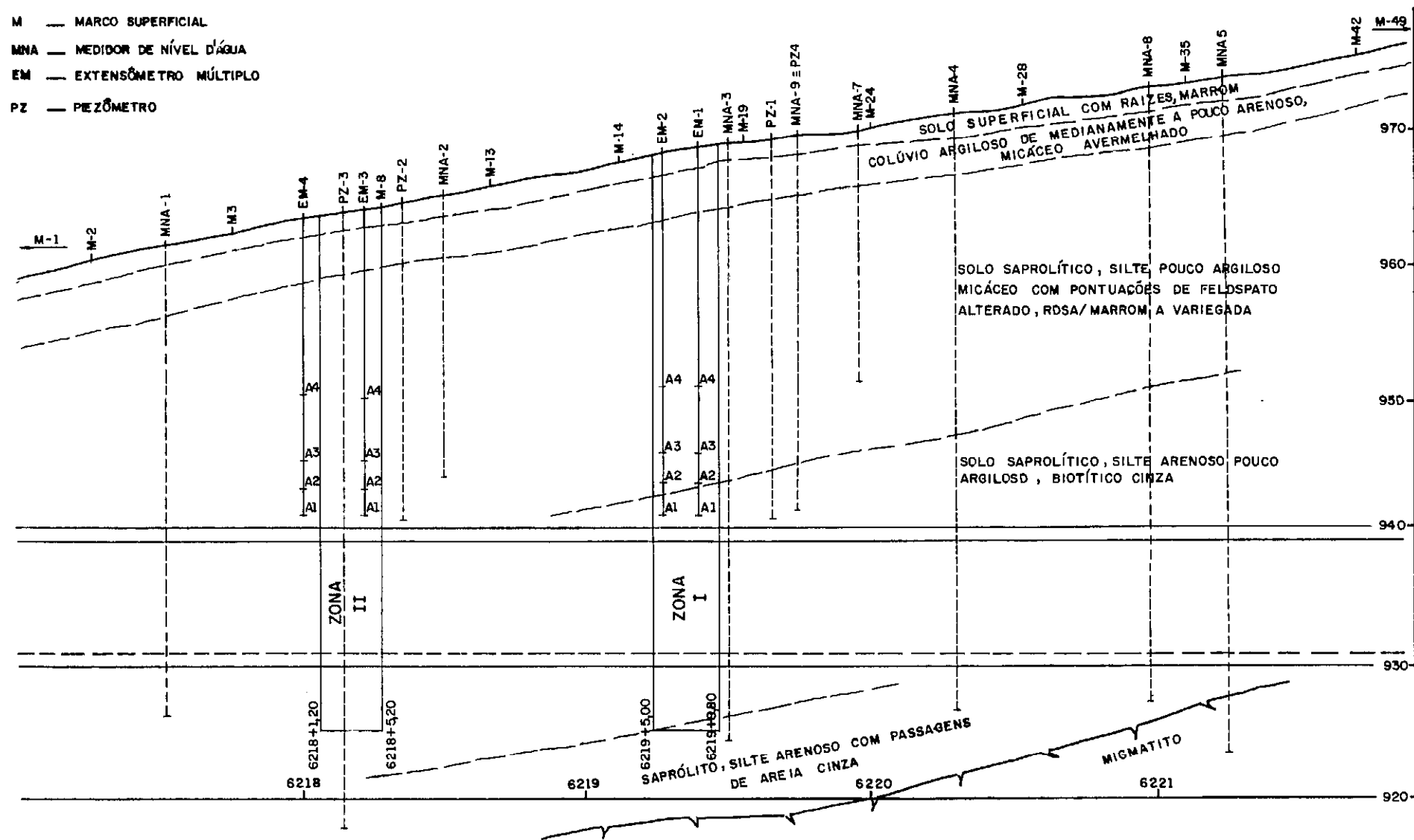


FIG. III. 7 — LOCAÇÃO EM PERFIL DOS INSTRUMENTOS INSTALADOS A PARTIR DA SUPERFÍCIE.



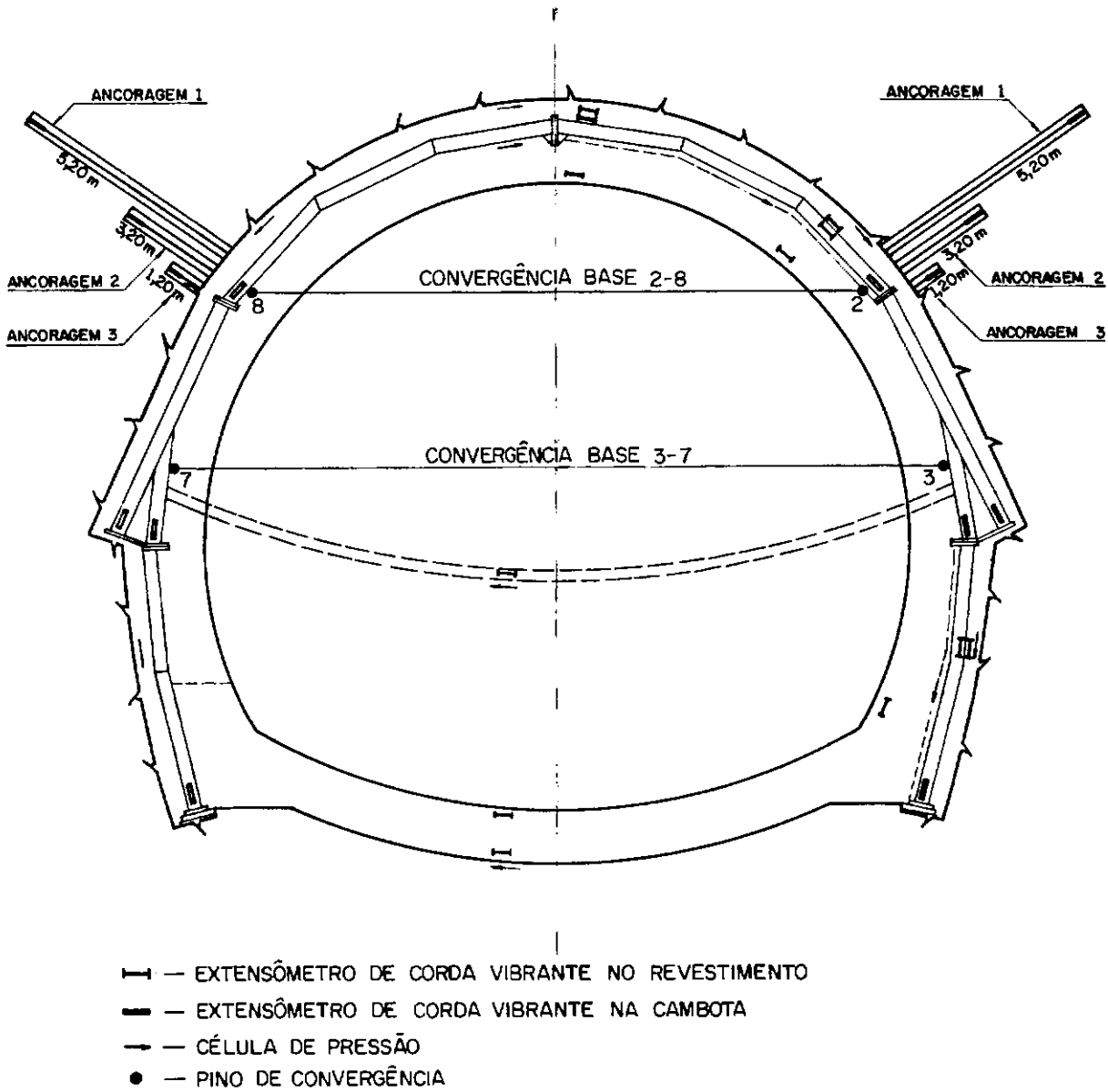


FIG III.8 — POSIÇÃO DOS INSTRUMENTOS NA SEÇÃO TRANSVERSAL.

LEGENDA:

- - MARCO SUPERFICIAL
- ⊕ - SONDAGEM MISTA
- - POÇO DE INSPEÇÃO
- △ - ENSAIO PRESSOMÉTRICO

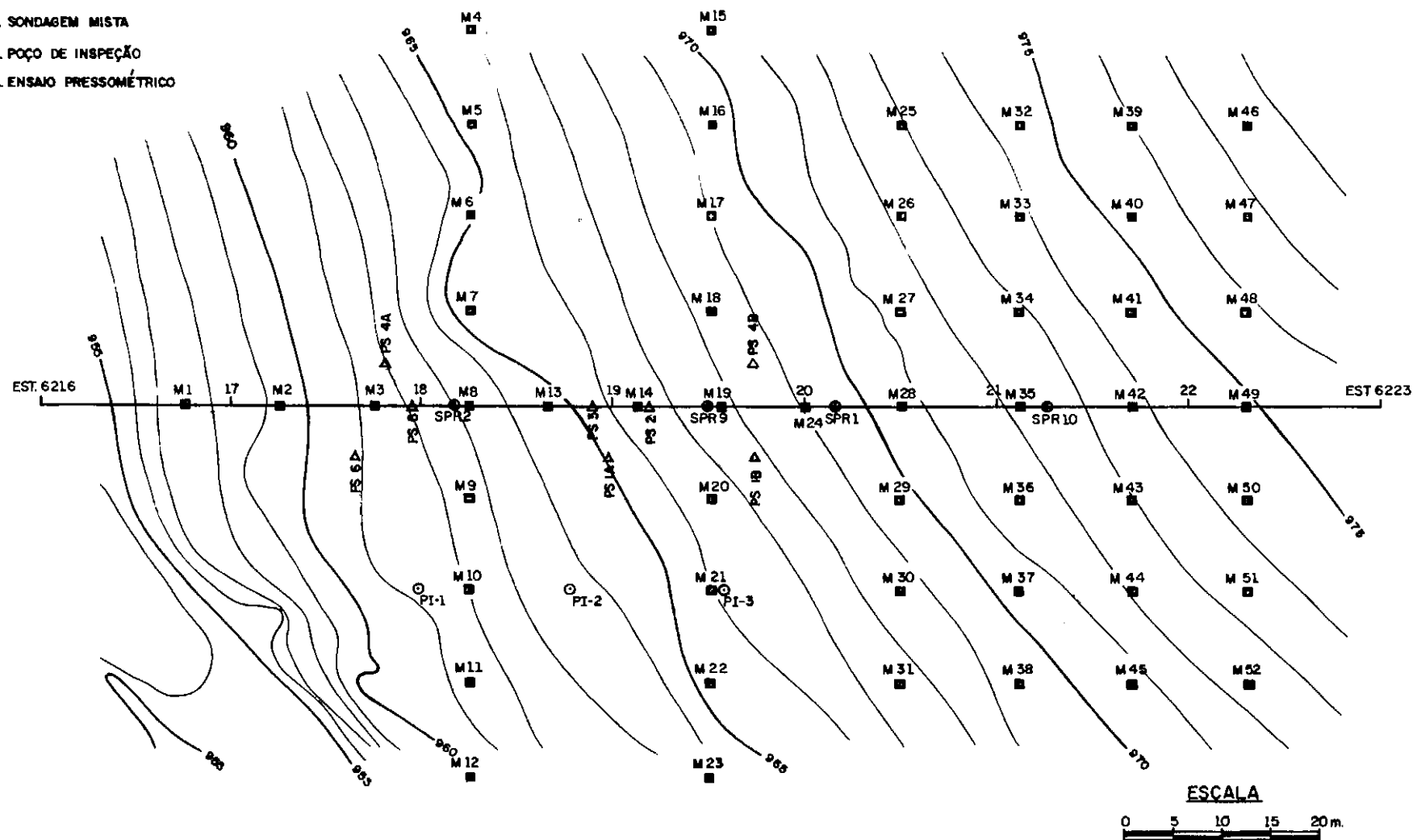


FIG. III.9 — LOCAÇÃO DOS MARCOS SUPERFICIAIS E DAS SONDAGENS

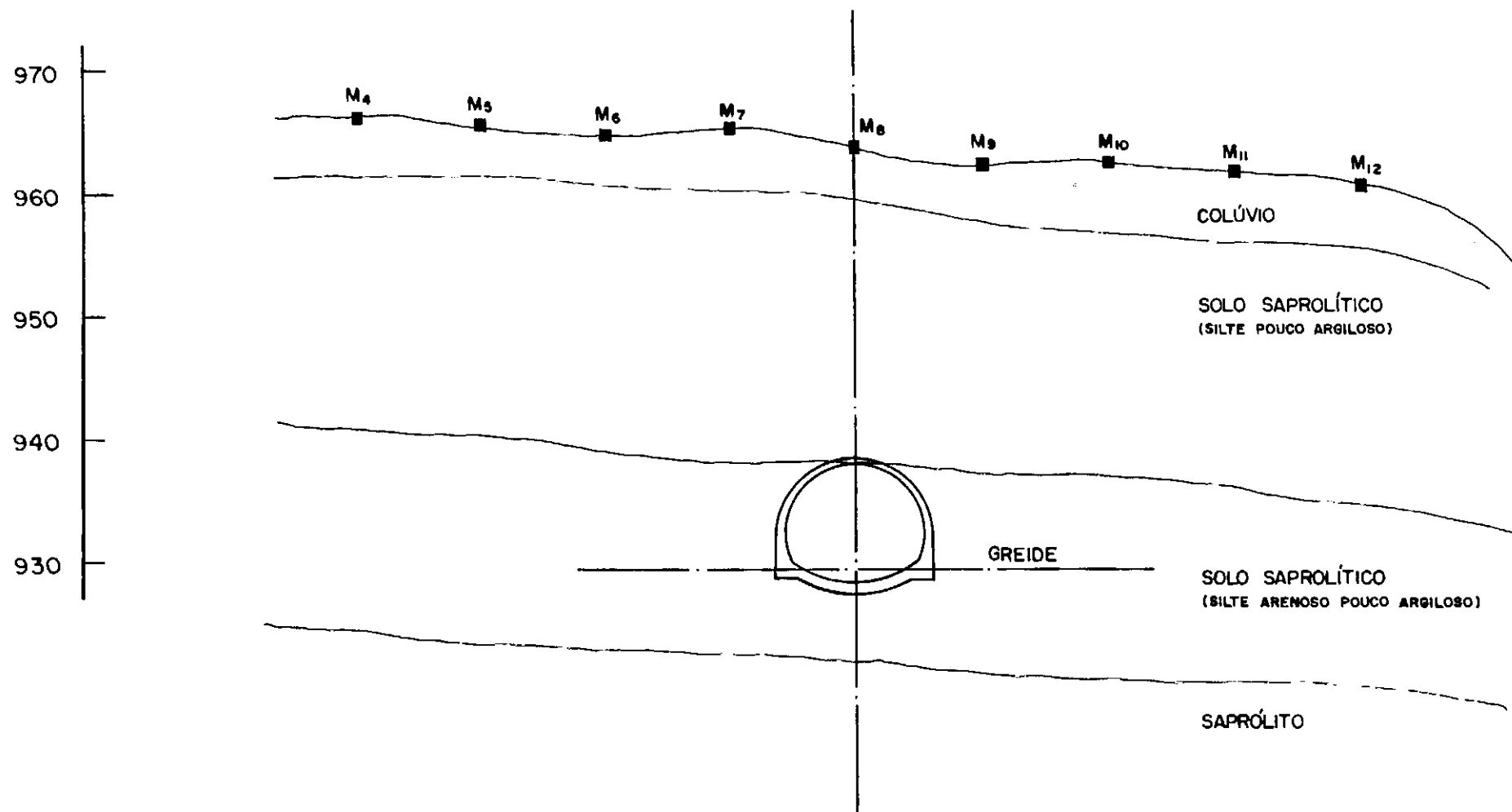


FIG. III.10-SEÇÃO GEOLÓGICA TRANSVERSAL - ESTACA 6218 + 5,00.

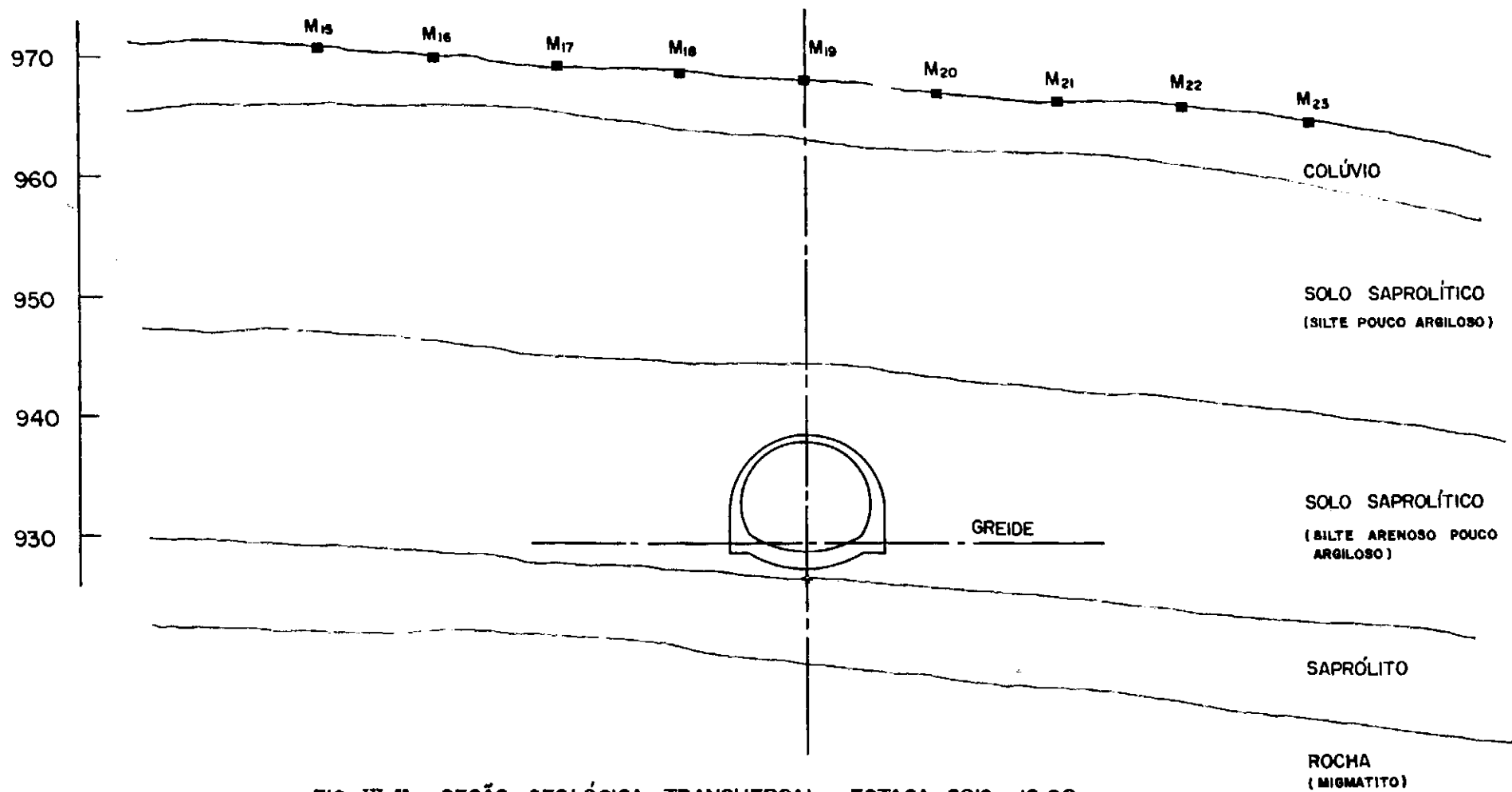
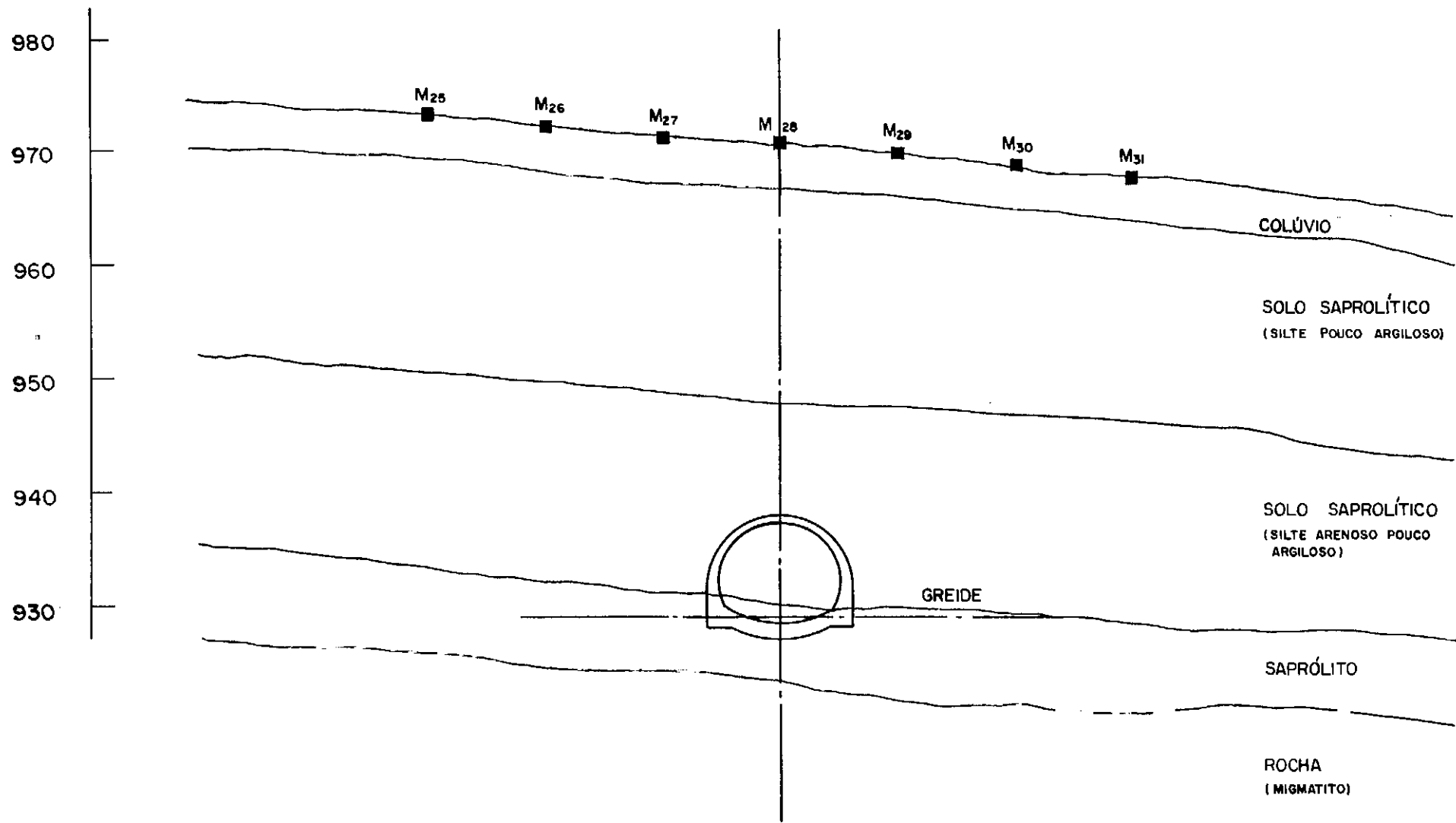


FIG. III.11 - SEÇÃO GEOLÓGICA TRANSVERSAL - ESTACA 6219 + 10,00.



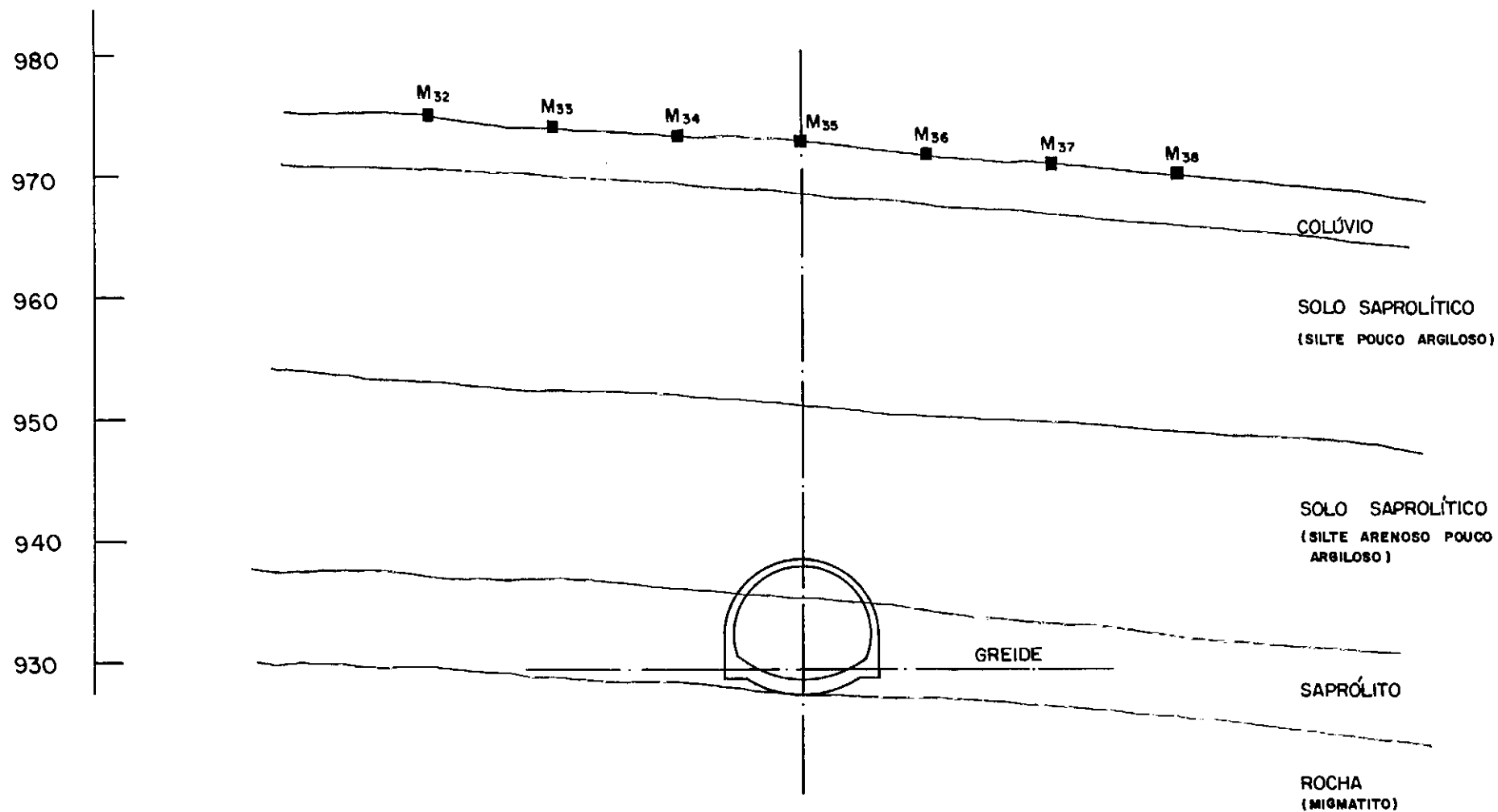


FIG. III. 13 - SEÇÃO GEOLÓGICA TRANSVERSAL - ESTACA 6221 + 2,00.

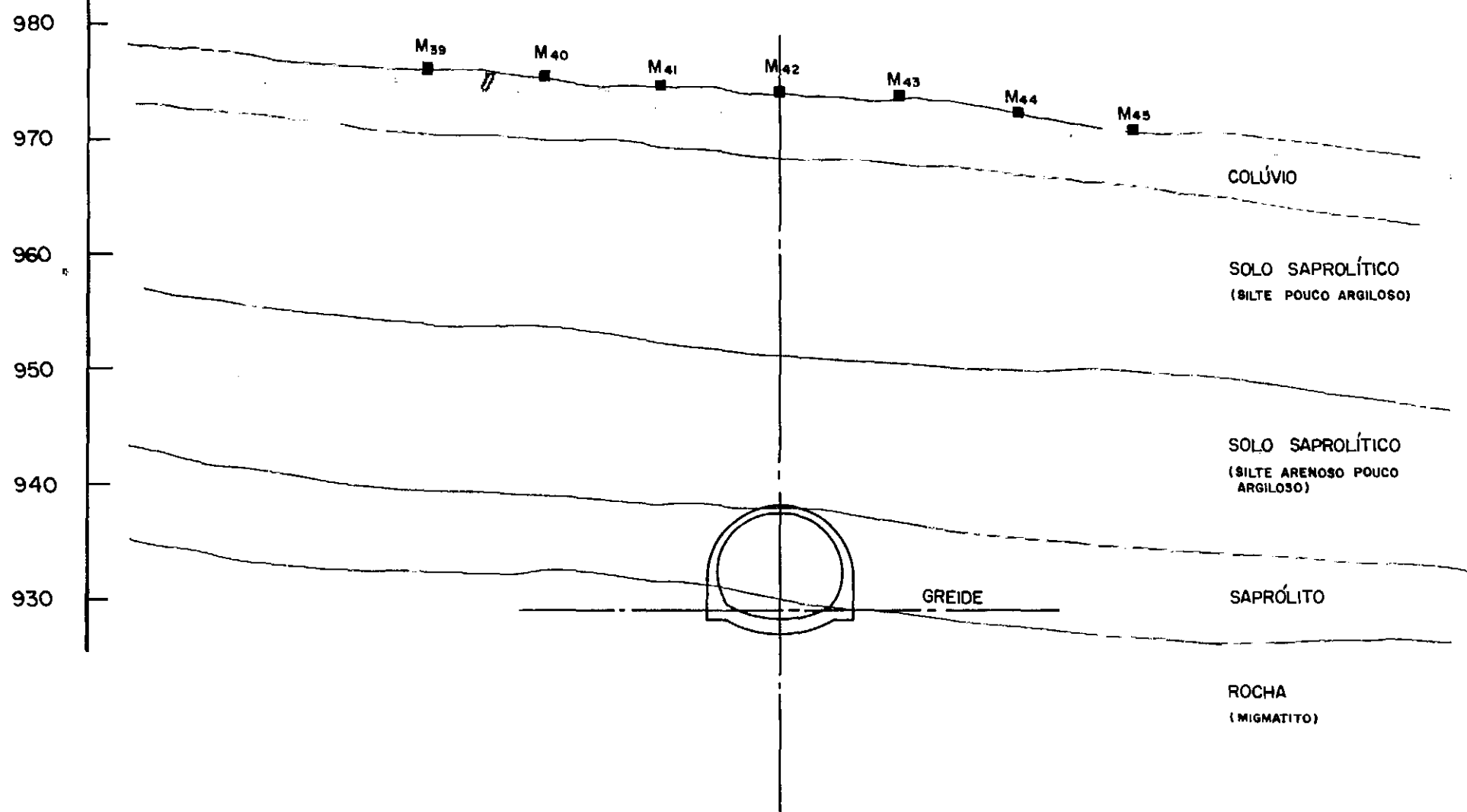
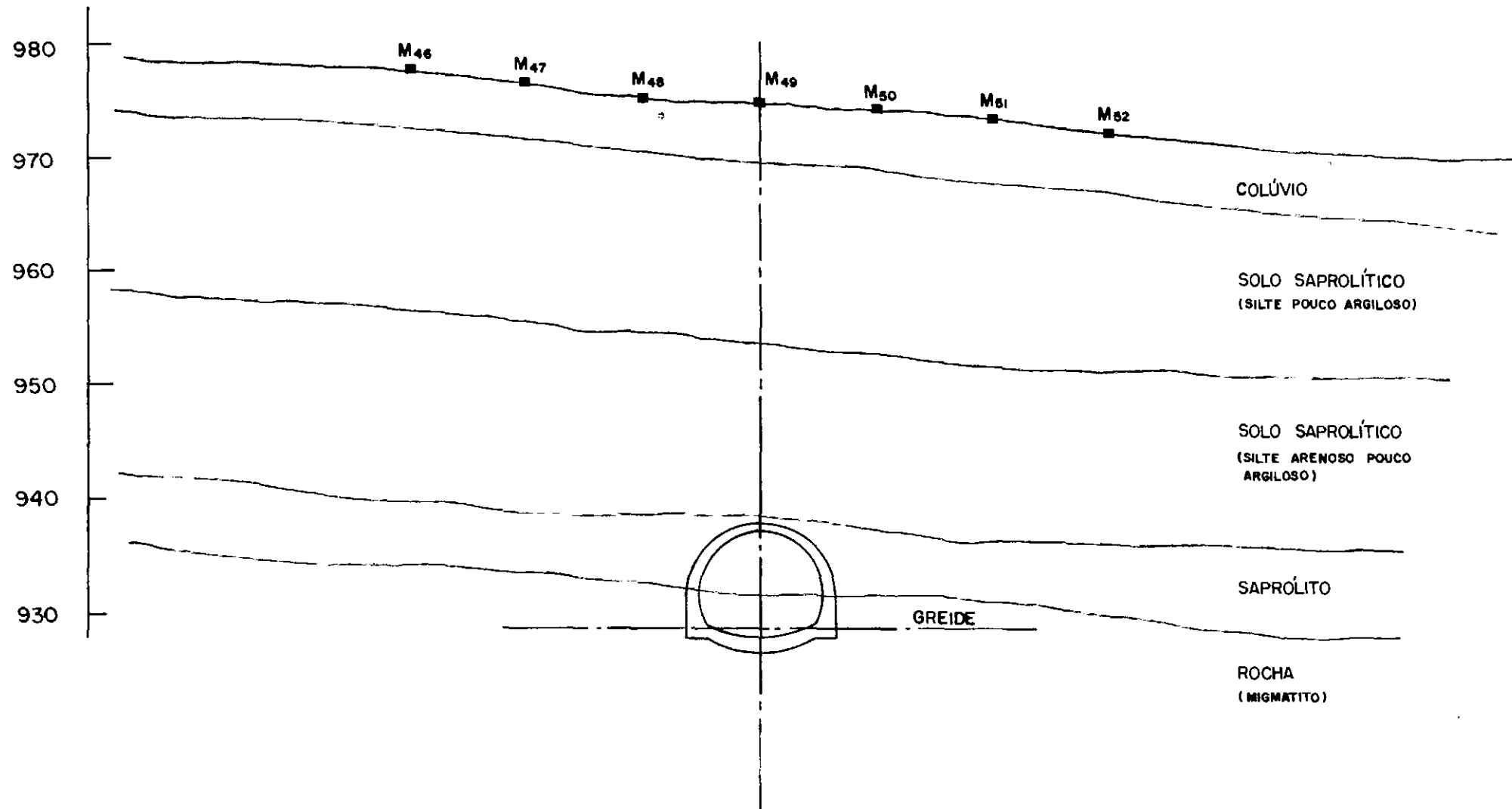


FIG. III.14 - SEÇÃO GEOLÓGICA TRANSVERSAL - ESTACA 6221 + 14,00.





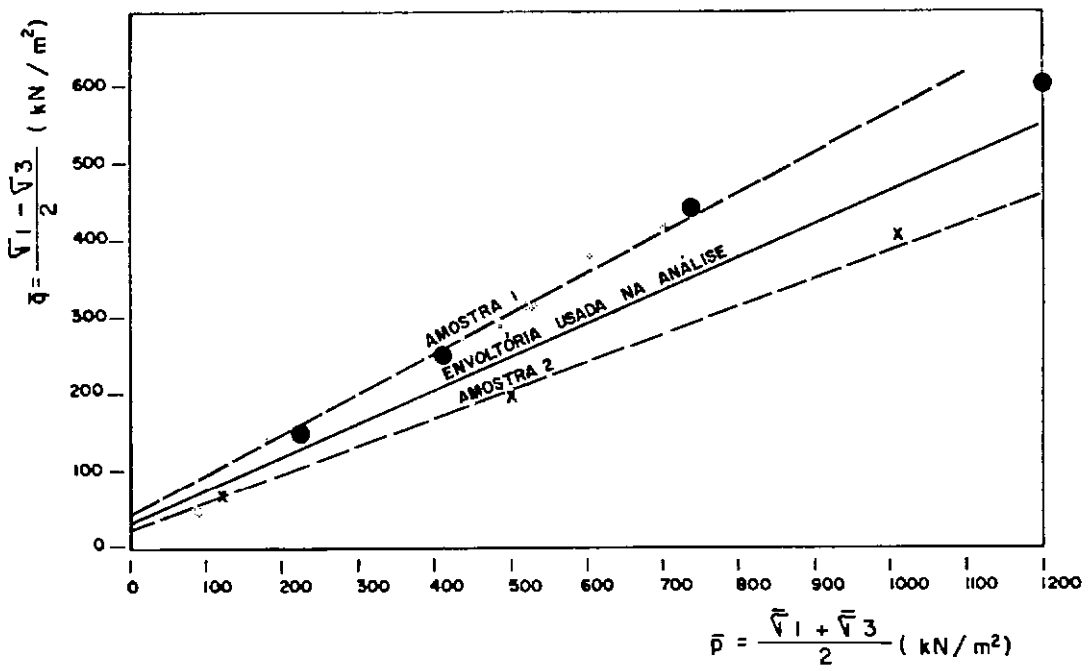
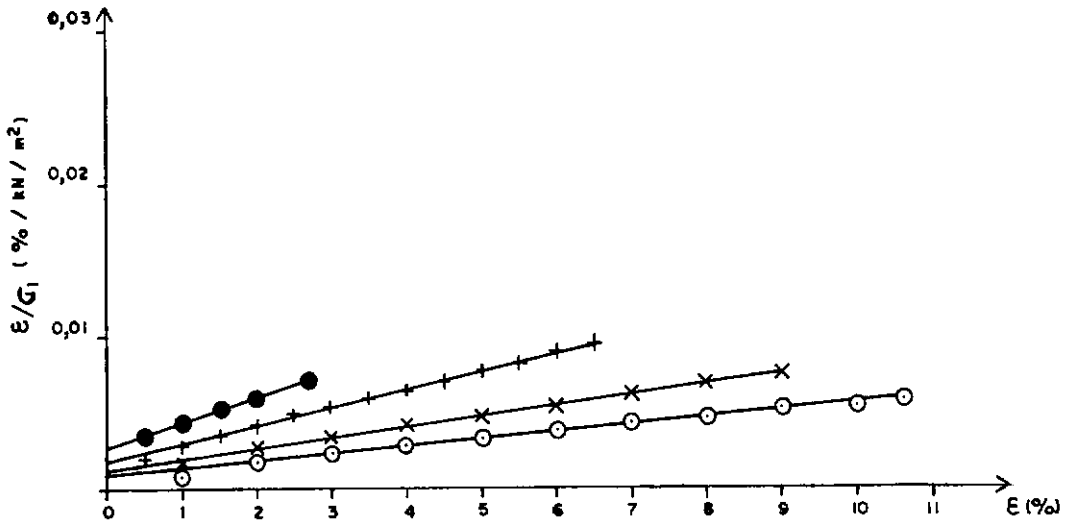
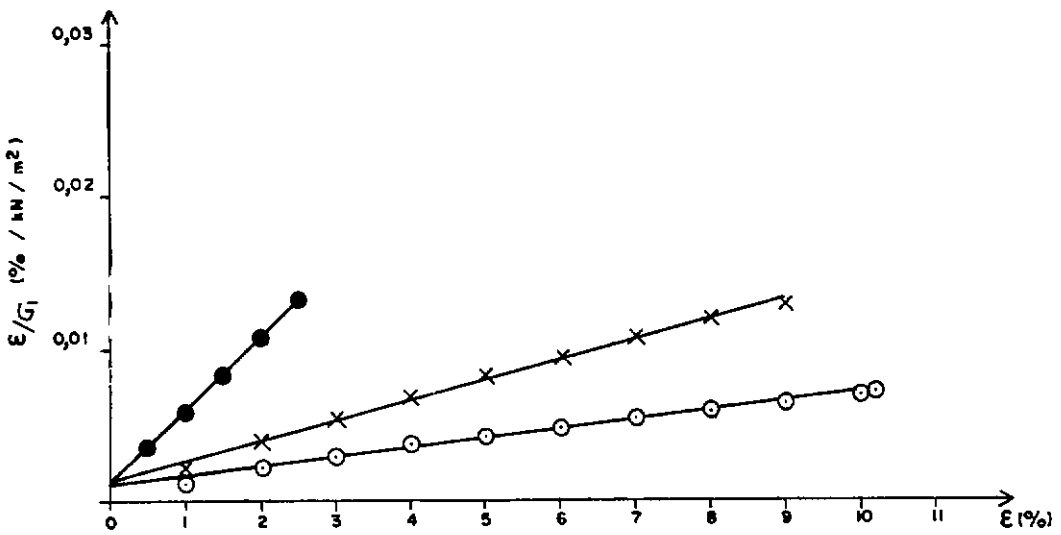


FIG. III.16 - ENVOLTÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS DO ENSAIO TRIAXIAL CD.



a) AMOSTRA 1



b) AMOSTRA 2

●  $G_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ ×  $G_3 = 300 \text{ kN/m}^2$ +  $G_3 = 150 \text{ kN/m}^2$ ○  $G_3 = 600 \text{ kN/m}^2$ FIG.III.17 - RELAÇÃO  $\varepsilon/G_1 \times \varepsilon$  PARA OS ENSAIOS TRIAXIAIS CD.

## CÁPITULO IV

### MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DOS RECALQUES SUPERFICIAIS

#### IV.1 INTRODUÇÃO

A necessidade de se entender os movimentos do terreno devido à execução de um túnel prende-se ao fato de que o engenheiro, ao fazer o projeto, deve ser capaz de prever as consequências da escavação com relação ao método e à facilidade de trabalho na frente de serviço. Quando o túnel se situa em área rural, a preocupação maior relaciona-se apenas com a estabilidade da obra. Já no caso de áreas urbanas, cuidados devem ser tomados no sentido de serem evitados danos às estruturas situadas na superfície e subsuperfície do terreno.

Segundo Attewell (1977), existem três razões básicas para se querer prever e entender as deformações ao redor e acima de um túnel em solo:

- . assegurar que não há deslocamento inaceitável de terreno ao redor e para o interior do túnel;
- . avaliar a influência sobre o projeto do revestimento de um terreno de baixa capacidade de suporte, e consequentemente com grande potencial de sofrer movimentos na vizinhança do túnel;
- . ser capaz de prever os parâmetros que definem os movimentos na superfície do terreno para fornecer ao engenheiro informações úteis ao projeto de proteção às estruturas subjacentes.

Barbosa (1983) divide os métodos existentes de previsão de recalques superficiais em três grupos: métodos analíticos, métodos numéricos e modelos de similitude.

Os métodos analíticos caracterizam-se pela determinação da distribuição dos recalques superficiais transversalmente ao túnel através de fórmulas matemáticas, as quais envolvem grandezas referentes às condições geométricas da escavação e às características geotécnicas do subsolo. Barbosa (1983) ainda divide esses métodos em empíricos e semi-empíricos.

Os métodos empíricos estabelecem que a distribuição transversal de recalques superficiais pode ser assimilada a uma curva normal de probabilidade, e sua aplicação requer a estimativa de alguns parâmetros feita geralmente com base em experiência de casos históricos anteriores. Esses métodos são muito criticados por ser sua concepção muito mais matemática do que física. Mello(1981) diz que o modelo de Litwiniszyn(1956), que gerou esses métodos, não tem nenhuma associação direta com a variação do estado de tensões no terreno e correspondentes deslocamentos associados à construção do túnel, e completa a crítica afirmando que dois fenômenos que sob condições idealizadas levam à mesma equação não são necessariamente similares. No entanto, Peck(1969) afirma que apesar de tal modelo não ter nenhuma justificativa teórica, ele fornece, pelo menos, um expediente temporário para estimar os recalques a serem esperados a várias distâncias do eixo do túnel. Attewell(1977) reforça a defesa desses métodos dizendo que uma aproximação estocástica para a deformação do terreno pode ser considerada tendo em vista muitas evidências de casos históricos.

Os métodos semi-empíricos caracterizam-se por levar em conta o comportamento tensão-deformação do solo. No entanto, também esses métodos requerem a estimativa de parâmetros que correlacionem o modelo teórico com o que ocorre na realidade, o que torna a sua confiabilidade de certa forma tão limitada quanto a dos métodos empíricos.

Os métodos numéricos são aqueles que requerem a utilização de computadores para o cálculo estimado dos recalques superficiais. Attewell(1977) afirma que, em face das dificuldades envolvidas na formulação de soluções analíticas adequadas a todos os casos, os métodos numéricos, com ênfase para o Método dos Elementos Finitos, têm sido aplicados cada vez mais nos últimos anos. No entanto, ainda aí existem dificuldades no que se refere à representação do comportamento tensão-deformação dos materiais e à definição do estado inicial de tensões reinante no maciço. As primeiras podem ser contornadas com a utilização de programas que simulam o comportamento do solo como elasto-plástico com queda de resistência("strain softening"); as seguintes, pelo maior desenvolvimento de ensaios de campo que visem a determi

nação das tensões originais no solo, como por exemplo os ensaios pressiométricos. Nota-se, entretanto, que quanto mais próxima da situação real estiver a simulação, ou seja, quanto mais complexos forem o programa do computador e os ensaios a serem realizados, maior o custo. Assim, a fidelidade da simulação numérica é dependente da importância das estruturas ou utilidades que possam ser atingidas pelos recalques do terreno.

Os modelos de similitude são reproduções em tamanho reduzido de túneis em solos arenosos ou argilosos, construídas em laboratório, que visam a observação da natureza e do campo das deformações do material constituinte do maciço devido a variações de tensões internas  $\sigma_i$  e externas  $\sigma_s$  (figura IV.1). Contudo, esses modelos não conseguem simular precisamente o comportamento real de um túnel durante a sua escavação, nem todos os detalhes do método construtivo. Segundo Attewell (1977), a principal justificativa para a utilização desses modelos consiste no fornecimento de dados experimentais para comparação com os métodos de cálculo existentes, ou ainda no desenvolvimento de novos métodos. Ainda segundo Attewell (1977), esses modelos têm sido usados também para prever recalques provocados por túneis reais, porém com sucesso indeterminado. Alguns casos de utilização desses modelos estão registrados por Attewell (1977) e Kanji (1981).

Neste trabalho são abordados, por absoluta falta de tempo, apenas os métodos analíticos, que são apresentados de forma resumida nos itens IV.2 e IV.3. Uma análise crítica mais profunda dos métodos empíricos e dos métodos semi-empíricos de Oteo e Moya e de Reséndiz e Romo pode ser encontrada em Fontoura e Barbosa (1982) e Barbosa (1983).

## IV.2 MÉTODOS EMPÍRICOS

### IV.2.1 Modelo de Litwiniszyn

Este modelo considera o maciço como sendo constituído por esferas, todas de mesmo diâmetro. A escavação do túnel é representada pela remoção de uma delas, o que provoca o movimento das esferas superiores de modo a preencher, pela ação da gravidade, o vazio deixado por aquela. Esse movimento é supostamente governado pela teoria matemática da probabilidade e, ao se propagar

até a superfície, resulta numa depressão do terreno com o formato de um sino invertido semelhante à curva normal de probabilidade de Gauss. Essa curva e suas propriedades estão representadas na figura IV.2.

Assim, por esse modelo a distribuição transversal de recalques superficiais provocados pela escavação de um tunel circular de raio R e situado a uma profundidade Z é dada pela equação (IV-1).

$$\rho(y) = \rho_{\text{máx}} \exp \left( - \frac{y^2}{2i^2} \right) \quad (\text{IV-1})$$

onde:

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{0,8 V_t}{K_a \cdot D} \left( \frac{Z}{D} \right)^{-n} \quad (\text{IV-2})$$

$$i = R \cdot K_a \left( \frac{Z}{D} \right)^n \quad (\text{IV-3})$$

$$D = 2R \quad (\text{IV-4})$$

O parâmetro  $V_t$  foi introduzido por Attewell (1977) e representa o volume de solo deslocado na periferia do túnel por unidade de comprimento. Os coeficientes n e  $K_a$  refletem, respectivamente, o grau de influência do fator de profundidade ( $Z/D$ ) e da qualidade do terreno. Pelo que se pode verificar, a utilização do modelo de Litwiniszyn depende exclusivamente da determinação desses três valores. Algumas indicações de como fazer essa determinação são apresentadas a seguir:

a) Estimativa de  $V_t$

Ainda hoje, o único meio de se estimar  $V_t$  é através de comparação com túneis escavados em condições semelhantes. Barbosa (1983) apresenta uma coletânea de casos históricos, reproduzida na tabela IV.1, mas conclui que, após uma retroanálise dos dados, não foi possível chegar a nenhuma correlação entre  $V_t$  e o tipo de solo e/ou método construtivo.

Segundo Attewell (1977), casos históricos mostram que para muitos túneis executados em argilas duras a rijas, o volume de solo deslocado na periferia do túnel ( $V_t$ ) é aproximadamente igual ao volume da depressão de recalques superficiais ( $V_s$ ), o mesmo podendo-se dizer para as areias fofas; já para areias media

namente compactas a compactas  $V_s$  é menor que  $V_t$  em virtude da dilatação característica desses materiais. Segundo Kanji (1981), para materiais dilatantes (areias compactas), se  $V_t$  varia entre 1 a 4% do volume escavado do túnel por unidade de comprimento ( $V_E$ ),  $V_s$  pode ser adotado como sendo metade de  $V_t$ ; se  $V_t$  estiver entre 5 e 8% de  $V_E$ ,  $V_s$  atingirá 2/3 do valor de  $V_t$ .

O valor de  $V_s$  pode ser estimado, segundo Attewell (1977), em função do volume de escavação do túnel por metro linear, conforme o que se segue.

- para túneis em solos argilosos

$$\text{OFS} < 4 \quad - \quad V_s \cong 0,01 V_E$$

$$4 < \text{OFS} < 6 \quad - \quad 0,01 V_E < V_s < 0,05 V_E$$

$$\text{OFS} > 6 \quad - \quad \text{túnel instável}$$

onde OFS é o Fator de Simples Sobrecarga, sugerido por Deere et alii (1969), e definido como sendo:

$$\text{OFS} = \frac{\sigma_z - \sigma_i}{S_u} \quad (\text{IV-5})$$

$\sigma_z$  - pressão de terra sobre o túnel

$\sigma_i$  - pressão interna de suporte, tal como pressão de ar comprimido ou de lama bentonítica.

$S_u$  - resistência não drenada do solo

- para túneis em solos granulares

$$\text{areias compactas} - V_s \approx 0,01 V_E$$

$$\text{areias fofas} - V_s < 0,05 V_E$$

Attewell (1977) diz ainda que, com relação a solos granulares com condições precárias de construção,  $V_s$  pode variar entre 2,5 a 5% de  $V_E$ , e para boas condições de construção, entre 1 e 2% de  $V_E$ .

Segundo Negro Jr. (1980), a estimativa de  $V_s$  pode ser feita com base na qualidade da escavação do túnel da seguinte maneira:

$$\text{construção extremamente cuidadosa} - V_s \approx 0,005 V_E$$

$$\text{construção cuidadosa} - V_s \approx 0,01 V_E$$

$$\text{construção pouco cuidadosa} - V_s \approx 0,03 V_E$$

Peck (1969) sugere um limite máximo para  $V_s$  em torno de 0,4  $V_E$ , afirmando não existirem registros de valores superiores

a este. No entanto, a tabela IV.1 indica um caso em que  $V_s$  chegou a  $0,5 V_E$ , podendo ser este valor tomado como limite.

Segundo Cording e Hansmire(1975), o volume de solo deslocado na periferia do túnel pode ser avaliado, também, quando se dispõe de leituras de recalque de pontos situados de 0 a 2 metros acima do fecho da abóbada, pela expressão:

$$V_t = 2 \rho_v \cdot (R + Z') \quad (IV-6)$$

onde  $\rho_v$  é o deslocamento medido,  $R$  é o raio do túnel e  $Z'$  é a distância do ponto de medição de  $\rho_v$  ao fecho. Ainda segundo Cording e Hansmire(1975), para valores de  $Z'$  próximos de  $R$ , haverá uma tendência a superestimar  $V_t$ .

#### b) Estimativa de $K_a$ e $n$

Attewell(1977) estabelece que pelas evidências históricas de Peck et alii(1969) e Peck(1969), pode-se inferir um valor de  $n = 0,8$  e  $K_a$  variando de 1 a 1,5. O mesmo autor sugere, no entanto, uma ampliação da gama de possíveis valores para esses parâmetros, podendo  $n$  assumir valores entre 0,5 e 1,0, e  $K_a$  entre 0,5 e 1,5.

Barbosa(1983), através de retroanálise de casos históricos, fornece faixas de variação de  $K_a$  em função de  $n$  para solos granulares, argilas rijas e argilas moles a médias, ressaltando "não ter sido observada nenhuma dependência em relação ao método construtivo". Tais faixas estão reproduzidas na figura IV.3.

#### IV.2.2 Modelo de Sweet e Bogdanoff

Este modelo também associa o maciço atravessado pelo túnel a um conjunto de esferas de mesmo diâmetro, com a diferença de estudar a probabilidade de migração do vazio provocado pela retirada de uma delas, migração esta que tem seu caminho determinado pelos vazios pré-existentes no solo. Segundo os autores, a remoção de várias esferas leva a uma depressão na superfície em forma de  $V$ , cuja inclinação dos lados é igual a  $\theta$ , ângulo de repouso do arranjo das partículas. No entanto, para pequenos recalques, ou seja, para uma pequena remoção de esferas, a depressão pode ser assimilada a uma curva de Gauss dada pela equação(IV-1).

Neste caso,  $\rho_{\max}$  é dado pela seguinte expressão:



$$\rho_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \quad (\text{IV-7})$$

Assim, a definição da curva de probabilidade associada à depressão superficial é dependente da estimativa de  $V_s$  e da determinação de  $i$ . A estimativa de  $V_s$  pode ser feita como exposto no item IV.2.1. Para a determinação de  $i$ , Sweet e Bogdanoff (1965) sugerem a expressão (IV-8) para o caso de solos não coesivos.

$$i = K \sqrt{Z} \quad (\text{IV-8})$$

$Z$  - profundidade do túnel

$$K = \{ \Phi / t_g \theta (1 + t_g^2 \theta)^{1/2} \}^{1/2} \quad (\text{IV-9})$$

$$\Phi = \lambda / \text{sen} \theta \quad (\text{IV-10})$$

O parâmetro  $\lambda$  está definido na figura IV.4. A observação dessa figura em comparação com a equação (IV-10) leva à conclusão que o parâmetro  $\Phi$  nada mais é do que o próprio diâmetro das partículas.

Para o caso de solos coesivos, a determinação de  $i$  pode ser feita segundo sugestão de Schmidt (1969) expressa pela equação (IV-11), onde  $Ka'$  é um parâmetro a ser definido empiricamente.

$$i = Ka' \sqrt{R \cdot Z} \quad (\text{IV-11})$$

Attewell (1977) mostra que essa expressão pode ser escrita da mesma forma que a equação (IV-3), considerando-se  $n=0,5$ .

Ainda com relação à determinação de  $i$  para solos coesivos, Attewell (1977) sugere, baseado em casos históricos, que esse parâmetro pode ser dado pela equação (IV-12), que nada mais é do que a equação (IV-3) para  $Ka = 1,0$  e  $n = 1,0$ .

$$i = Z/2 \quad (\text{IV-12})$$

#### IV.2.3 Método de Peck

Peck (1969) também sugere que a depressão superficial provocada pela escavação de um túnel pode ser expressa pela equação (IV-1), sendo, neste caso, o problema resolvido pela determinação de  $\rho_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}$  e  $i$ .

Por este método, a estimativa de  $\rho_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}$  deve ser feita com

base em dados já obtidos de túneis similares com relação ao tipo de solo, método construtivo, condições de água subterrânea, geometria e profundidade. Pode-se usar, então, a tabela IV.1, organizada por Barbosa(1983), que reúne informações sobre casos históricos citados por vários autores.

Para a estimativa de  $i$ , Peck elaborou um ábaco (figura IV.5) que correlaciona o fator de profundidade  $Z/D$ , a relação  $i/R$  e o tipo de maciço atravessado pelo túnel, sendo os maciços divididos em três grupos. O primeiro envolve as rochas, argilas duras e areias acima do nível d'água; o segundo, as argilas moles e rijas; e o terceiro, as areias abaixo do nível d'água.

Segundo Barbosa(1983), "existe uma concordância razoável dos resultados de campo em solos argilosos com os limites de Peck", notando-se, porém, "uma tendência de subestimar o parâmetro  $i$  para valores elevados do fator de profundidade". Ainda segundo a mesma autora, "o grupo que apresenta o maior grau de dispersão é o das areias acima do nível d'água, não se podendo ter ainda uma conclusão definitiva sobre as areias abaixo do nível d'água em virtude dos poucos dados disponíveis".

#### IV.2.4 Método de Cording e Hansmire

Por este método, o perfil transversal de recalques superficiais é dado pela equação(IV-1) e supõe-se que a largura do mesmo seja dada por  $L = 2\omega$ , sendo  $\omega$  definido pela equação(IV-13).

$$\omega = \sqrt{2\pi} \cdot i \approx 2,5 i \quad (\text{IV-13})$$

Isso significa que a largura da depressão superficial corresponde ao intervalo no qual os recalques teóricos são maiores ou iguais a 5% do valor de  $\rho_{\text{máx}}$ . Na prática, no entanto, Cording e Hansmire(1975) afirmam ser esse limite igual a 10%.

O recalque máximo é dado pela equação(IV-14), que é obtida da combinação das equações(IV-17) e (IV-13), a qual implica em se assumir que a área de recalques é triangular.

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{Vs}{\omega} \quad (\text{IV-14})$$

Para a estimativa de  $i$ , o método introduz um parâmetro  $\beta$ , representado na figura IV.6 e definido pela equação(IV-15), que depende do tipo de material atravessado e da profundidade do

túnel. Fazendo uma comparação com o ábaco proposto por Peck(1969) e reproduzido na figura IV.5, Cording e Hansmire(1975) chegam à conclusão que, com profundidades até 4(quatro)vezes o diâmetro do túnel, os valores de  $\beta$  variam entre  $11^\circ$  e  $33^\circ$  para rochas, argilas duras e areias acima do nível d'água; entre  $33^\circ$  e  $50^\circ$  para as argilas médias e rijas; e acima de  $50^\circ$  para as areias abaixo do nível d'água.

$$\beta = \arctg(\omega - R)/Z \quad (IV-15)$$

Segundo Barbosa(1983), as curvas limites propostas por Peck(1969) praticamente correspondem às retas propostas por Cording e Hansmire(1975), menos a dos solos argilosos, cujo limite inferior representaria melhor a curva de Peck para  $\beta = 26^\circ$  (figura IV.5). No entanto, observa-se que os casos reais adaptam-se melhor aos intervalos citados no parágrafo anterior.

Cording e Hansmire(1975) atestam que o método descrito fornece bons resultados para pequenos recalques superficiais. Para valores de  $\rho_{\max}$  superiores a 0,5% da profundidade do túnel, os casos listados por eles mostram haver uma concentração dos deslocamentos próximo ao eixo do túnel, provocando um afunilamento do perfil de recalques e tornando esse perfil não mais representável pela curva normal de probabilidade. Este fato foi comprovado por Barbosa(1983) para outros casos históricos.

#### IV.2.5 Métodos de Attewell

Este método difere do anterior apenas em alguns aspectos. É mantida a hipótese da distribuição transversal dos deslocamentos ser representada pela equação(IV-1), sendo  $\rho_{\max}$  expresso pela equação(IV-7). No entanto, a semi-largura do perfil de recalques,  $\omega$ , é dada pela equação(IV-16) e é introduzido um novo parâmetro  $\beta'$ , definido na figura IV.7, agora obtido em função do ângulo de atrito efetivo do solo(equação(IV-17)).

$$\omega = 3i \quad (IV-16)$$

$$\beta' = 45^\circ - \phi'/2 \quad (IV-17)$$

A estimativa de  $V_s$  pode ser feita por analogia a casos históricos ou utilizando-se dos processos citados no item IV.2.1. Para a determinação de  $i$ , pode-se fazer uso da expressão(IV-18),

obtida analiticamente da figura IV.7.3, e que deu origem ao ábaco (figura IV.8) elaborado por Attewell(1977) correlacionando a semi-largura da depressão de recalques com a cobertura do túnel, em função do diâmetro deste e de  $\beta'$ .

$$\omega = R \sec \beta' + (H + R) \operatorname{tg} \beta' \quad (\text{IV-18})$$

Segundo Attewell(1977), esse mesmo ábaco ou a equação (IV-18) podem ser usados se se considerar o valor de  $\omega$  expresso pela equação(IV-13).

Outros modos de se determinar o parâmetro  $i$  já foram citados anteriormente(equações (IV-3), (IV-8) e (IV-12)).

### IV.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

#### IV.3.1 Método de Oteo e Moya

Este método foi desenvolvido com base em medições de recalques superficiais provocados pelas escavações do metrô de Madri, e estuda o problema de um túnel circular, escavado em um solo elástico, homogêneo e isotrópico, sem revestimento, solicitado apenas pela pressão geostática.

A distribuição transversal de recalques superficiais é dada pela equação(IV-1) e as estimativas de  $\rho_{\text{máx}}$  e  $i$  são feitas através das equações(IV-19) e (IV-20), as quais foram obtidas da combinação de uma análise adimensional com o Método dos Elementos Finitos.

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu) \Psi \quad (\text{IV-19})$$

$$i = R(1,05 \cdot \frac{Z}{D} - 0,42) \eta \quad (\text{IV-20})$$

Nas equações acima, os parâmetros  $\gamma$ ,  $E$  e  $\nu$  são respectivamente o peso específico, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do solo. Já  $\Psi$  e  $\eta$  são fatores de correção propostos por Oteo e Moya(1979) que, como frisam Fontoura e Barbosa (1982), refletem a não-linearidade do comportamento tensão x de formação, a heterogeneidade e anisotropia do subsolo, assim como a metodologia de revestimento.

Portanto, para a utilização deste método é necessária a

determinação de  $\gamma$ ,  $E$  e  $\nu$ , bem como a estimativa de  $\Psi$  e  $\eta$ . Para um solo homogêneo, elástico e isotrópico,  $\Psi$  e  $\eta$  são iguais a 1,0. Para a região de Madri, Oteo e Moya (1979) afirmam que  $\eta$  varia entre 0,7 e 1,3, porém não apresentam nenhum critério para a determinação de  $\Psi$ . Barbosa (1983), através de uma retro-análise dos casos históricos listados na tabela IV-1, observa uma variação de  $\eta$  entre 0,6 e 3,6, com um valor médio superior a 1,3, mas não consegue determinar valores para  $\Psi$  em função da falta de dados sobre os parâmetros elásticos dos materiais.

#### IV.3.2 Método de Reséndiz e Romo

O método elaborado por Reséndiz e Romo (1981) consiste numa solução teórica para os recalques a qualquer profundidade provocados pela escavação de um túnel em solo, a qual leva em conta três fontes de recalque: alívio de tensões na frente de escavação; deformação radial do maciço circundante na direção do túnel para preencher os vazios possivelmente existentes entre o maciço e o revestimento provisório; aumento da compressibilidade de um anel de solo amolgado ao redor do túnel.

Os autores utilizam-se de um modelo numérico não linear para simular a escavação do túnel e de um teorema de similitude para generalizar os resultados do método. Segundo o teorema, este método pode ser aplicado a túneis em outros tipos de terreno desde que as curvas tensão-deformação destes possam ser aproximadamente representadas pela equação hiperbólica de Kondner (1963) apresentada abaixo (equação (IV-21)) e os resultados possam ser expressos por relações entre variáveis adimensionais.

$$\sigma_d = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (IV-21)$$

O recalque a qualquer profundidade segundo esse método é dividido em duas parcelas: a primeira correspondendo aos movimentos decorrentes do alívio de tensões na face e a segunda, do deslocamento radial de solo para o interior do túnel.

Para o cálculo da primeira parcela, Reséndiz e Romo supõem que não seja permitido qualquer deslocamento do solo na periferia do túnel a não ser pela frente de escavação. Considerando que o estado de deformações é plano e que o alívio de tensões na

face é a diferença entre a tensão horizontal inicial  $\sigma_h^0$  na profundidade do túnel e uma pressão interna  $\sigma_i$  de ar comprimido ou lama bentonítica possivelmente utilizada, o recalque de um ponto qualquer situado acima do túnel num plano vertical passando pelo eixo do mesmo pode ser obtido pela expressão (IV-22). Nessa expressão, os parâmetros  $Z'$ ,  $D$  e  $H$  são definidos na figura IV.9;  $\sigma_{df}$  e  $\varepsilon_f$  são, respectivamente, os valores médios, da superfície ao nível do eixo do túnel, da tensão desviatória e da deformação axial do solo na ruptura; e  $F_1$  é um fator função da profundidade do ponto considerado, do diâmetro do túnel e da distância do ponto à frente de escavação quando do início das medidas do recalque, e é dado pela tabela IV.2.

$$\frac{\rho'(x)}{Z' + D} = (0,0083 - 0,0025 \frac{Z'}{H}) (\sigma_h^0 - \sigma_i) \frac{\varepsilon_f}{\sigma_{df}} F_1 \quad (IV-22)$$

Para um ponto situado na superfície,  $Z'$  é igual a  $H$ , e a expressão anterior transforma-se na equação (IV-23).

$$\frac{\rho'(x)}{H + D} = 0,0058 (\sigma_h^0 - \sigma_i) \frac{\varepsilon_f}{\sigma_{df}} F_1 \quad (IV-23)$$

Para se obter a distribuição dos recalques superficiais transversais ao eixo do túnel, o método sugere a expressão (IV-24) onde  $\rho'_{m\acute{a}x}$  é o mesmo  $\rho'(x)$  obtido da equação (IV-23) (figura IV-10).

$$\frac{\rho'(y)}{\rho'_{m\acute{a}x}} = \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{y'}{0,30 + 0,18y'} \right)^2 \right] \quad (IV-24)$$

$$y' = \frac{y}{H + D} \quad (IV-25)$$

Com relação aos deslocamentos radiais de solo para o interior do túnel, Reséndiz e Romo consideram que os mesmos são decorrentes de dois fatores: preenchimento dos vazios eventualmente existentes entre o maciço e o revestimento provisório e adensamento de um anel de solo amolgado que se desenvolve ao redor do túnel durante a escavação e cuja espessura depende da resistência ao cisalhamento, sensibilidade e das características tensão-deformação do solo, como também de detalhes do método construtivo. A parcela de recalque devido a esses deslocamentos é dada pela equação (IV-26), onde  $y'$  é dado pela equação (IV-25) e  $\rho''_{m\acute{a}x}$  pela equação (IV-27).

$$\frac{\rho''(y)}{\rho''_{\text{máx}}} = \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{y'}{0,23 + 0,43y'} \right)^2 \right] \quad (\text{IV-26})$$

$$\frac{\rho''_{\text{máx}}}{\delta} = \left[ 1 + (H/D) \epsilon_f \right]^{-2,4} \quad (\text{IV-27})$$

Nessa última equação,  $\delta$  é o deslocamento radial total de solo na periferia do túnel, que deve ser estimado tendo em vista não haver indicação para sua determinação (figura IV-11).

Assim, o recalque total obtido por este método nos pontos ao longo do eixo do túnel será dado pela equação (IV-28) e nos pontos fora do eixo, pela equação (IV-29).

$$\rho(x) = \rho'(x) + \rho''_{\text{máx}} \quad (\text{IV-28})$$

$$\rho(y) = \rho'(y) + \rho''(y) \quad (\text{IV-29})$$

#### IV.3.3. Método de Limanov

Pode ser também incluído no grupo dos semi-empíricos o método de Limanov (1957), que foi desenvolvido com base em estudos e registros de recalques feitos durante a construção do metrô de Leningrado, o qual atravessa argilas do período cambriano.

Considerando o maciço como um meio semi-infinito e perfeitamente elástico, Limanov se utiliza do Teorema de Maxwell para afirmar que os recalques superficiais devidos à escavação de um túnel são iguais e em sentido contrário aos deslocamentos da superfície provocados por uma pressão  $p$ , correspondente ao peso de terra exercido pelo túnel no maciço circundante (figura IV-12). Essa pressão  $p$  é suposta uniformemente distribuída na direção radial.

Este método sugere a distribuição transversal dos recalques dada pela equação (IV-30) que representa uma curva de probabilidade obtida por Aversin (1954) com base em investigações e observações feitas pelo Instituto de Pesquisa de Mineração da União Soviética.

$$\rho = \rho_{\text{máx}} \left( 1 - \frac{y}{2i} \right)^4 e^{4y/2i} \quad (\text{IV-30})$$

O valor de  $\rho_{\text{máx}}$  é determinado pela equação (IV-31) em que E e  $\nu$  são respectivamente o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

$$\rho_{\text{máx}} = (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \frac{4R^2 Z}{Z^2 - R^2} \quad (\text{IV-31})$$

A verificação da confiabilidade desse método através da comparação de seus resultados com os casos históricos disponíveis não pôde ser feita em virtude da falta de dados sobre os parâmetros E e  $\nu$  dos materiais atravessados.

#### IV.3.4 Método de Széchy

Este método, aqui também incluído entre os semi-empíricos, foi desenvolvido para túneis pouco profundos escavados em solos sem coesão e supõe que o volume de recalques superficiais é igual ao volume de vazios não preenchidos entre o maciço e o revestimento provisório somado ao volume de terreno que entra no túnel através da frente de escavação. Além disso, considera-se que toda a resistência ao cisalhamento do solo é mobilizada ao longo de um plano de ruptura com inclinação definida pela condição de ruptura de Mohr - Coulomb (figuras IV.13 e IV.14).

Assim, o cálculo dos recalques é obtido pela soma de duas parcelas. A primeira corresponde aos deslocamentos devidos à movimentação do maciço para o interior do túnel através da frente, sendo o recalque máximo dado pela equação (IV-32).

$$\rho'_{\text{máx}} = \frac{3(\pi R^2 \text{tg } \alpha + V_0/R)}{4 \text{tg}^2 \beta' (R(1 + \text{cosec } \beta') + H(2 + \text{cosec } \beta' + H/R))} \quad (\text{IV-32})$$

Nessa equação,  $\alpha$  é o complemento do ângulo de repouso do material que entra pela frente de escavação (figura IV.13),  $V_0$  é o volume correspondente a desmoronamentos ocasionais na abóbada do túnel (figura IV.13) e  $\beta'$  é dado por:

$$\beta' = 45^\circ - \phi'/2 \quad (\text{IV-33})$$

Széchy considera que a distribuição transversal desses recalques tem forma triangular (figura IV.13), com uma largura  $L = 2\omega$ , em que  $\omega$  é obtido pela mesma equação (IV-18) do método de Attewell.

A segunda parcela é devida aos deslocamentos radiais do maciço na direção do túnel, sendo o recalque máximo dado pelas



equações (IV-34), (IV-35) e (IV-36).

$$\rho_{B}^{m\grave{a}x} = \rho_B \frac{h + j}{j} \quad (IV-34)$$

$$\rho_B = \frac{\pi B \left( \frac{B^2 \gamma}{4 \operatorname{tg}^2 \phi' E} + 2 \xi + \Delta \right)}{8 (B + 2h \operatorname{tg} \beta') \left( 1 + \frac{h}{2j} \right) + j \operatorname{ctg} \phi'} \quad (IV-35)$$

$$h = \frac{B}{2 \operatorname{tg} \phi'} \quad (IV-36)$$

Nessas expressões, B, h e j são parâmetros geométricos definidos na figura IV-14,  $\xi$  é a espessura da couraça,  $\Delta$  é a espessura do espaço existente entre a superfície interna da couraça e o extradorso do revestimento, e  $\rho_B$  é o recalque correspondente à vertical que passa pelo ponto B (figura IV.14).

A forma da distribuição transversal desses recalques assumida por Széchy é vista na figura IV.14.

A distribuição dos recalques totais é obtida pela superposição das duas parcelas definidas anteriormente.

Como pode ser visto, esse método considera o maciço como sendo elástico e tem a vantagem sobre os demais de, no caso de túneis escavados com "shield", não necessitar a estimativa de parâmetros para a determinação dos recalques. Para outros métodos de escavação, deve-se estimar o deslocamento radial do maciço na direção do túnel e inserí-lo na equação (IV-35) em substituição a  $(2\xi + \Delta)$ .

Segundo Széchy (1973), exemplos numéricos indicam uma boa concordância dos valores estimados por este método com os recalques realmente observados. Não foi possível, no entanto, verificar essa afirmação para os casos históricos da tabela IV-1 em virtude da falta de dados sobre o módulo de elasticidade dos materiais.

Caso Histórico	Método Construtivo	Revestimento	Condições do Subsolo	Geometria	DESLOCAMENTOS NA SUPERFÍCIE					DESLOCAMENTOS NO TÚNEL		K <sub>a</sub> para n = 0,5 e 1,5	K (m <sup>1/2</sup> )	β (°)	η
					P <sub>máx</sub> (mm)	l (m)	V <sub>s</sub> (1) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (2) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (3) (m <sup>3</sup> /m)	P <sub>v</sub> (mm)	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /m)				
Boa Vista, São Paulo ++	-	-	areia com lentes de argila	Z = 11,8 m D = 5,5 m	70	6,88	1,20 (5,9%)	-	0,88 (3,7%)	74	0,94 (3,9%)	1,71/0,79 1,32/0,62 +	2,0	51	1,9
São Paulo ++	-	-	areia rija	Z = 30,5 m D = 2,74 m	204,2	5,79	2,95 (50%)	-	2,16 (36,6%)	-	-	1,27-0,11	-	23	0,4
GNRR, SEATTLE +	HM	-	till argiloso, duro	Z = 37,5 m D = 11,9 m	182,9	6,10	2,89 (2,6%)	-	1,97 (1,8%)	-	-	0,58-0,18	-	14	0,4
CHICAGO(a) +	HM	SP	argilo glacial plástica, mole. q <sub>u</sub> = 22 kN/m <sup>2</sup> q <sub>z</sub> = 215 kN/m <sup>2</sup> S <sub>u</sub> = 35 a 60 kN/m <sup>2</sup>	Z = 11 m D = 6,1 m	15,2	4,61	0,18 (0,6%)	0,29-1,46	0,24 (0,8%)	-	-	1,13-0,63	-	38	1,6
CHICAGO(b) +	HM	SP	q <sub>i</sub> = 80 kN/m <sup>2</sup>	Z = 11,9 m D = 6,1 m	22,9	4,88	0,28 (0,75%)	0,29-1,46	0,34 (0,9%)	-	-	1,15-0,59	-	38	1,45
CHICAGO(c) +	HM	SP	argilo glacial q <sub>i</sub> = 98 kN/m <sup>2</sup>	Z = 11,9 m D = 6,1 m	18,3	5,12	0,23 (0,8%)	0,29-1,46	0,29 (1%)	-	-	1,20-0,62	-	39	1,5
CHICAGO(d) +	HM	SP	argilo mole o média + argila rija + argila dura; Cu = 100 - 200 kN/m <sup>2</sup>	Z = 23,5 m D = 7,32 m	36,6	0,92	0,08 (0,2%)	-	0,51 (1,3%)	-	-	0,14-0,04	-	-	0,1
FRANKFURT, Baulos 23 ++	HM	SC	"clay marl", algum calcário e lente de areia q <sub>u</sub> = 130-550 kN/m <sup>2</sup> OFS = 0,6 - 2,5	Z = 14,6 m D = 6,5 m	-	-	-	-	-	58	0,58 (1,4%)	-	-	-	-

TABELA IV.1 — COLETÂNEA DE CASOS HISTÓRICOS (APUD BARBOSA, 1983 E FONTOURA E BARBOSA, 1982)

Caso Histórico	Método Construtivo	Revestimento	Condições do Subsolo	Geometria	DE SLOCAMENTOS NA SUPERFÍCIE					DESLOCAMENTOS NO TÚNEL		K <sub>a</sub> para n = 0,5 e 1,5	K (m <sup>1/2</sup> )	β (°)	η
					P <sub>máx</sub> (mm)	i (m)	V <sub>s</sub> (1) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (2) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (3) (m <sup>3</sup> /m)	e <sub>v</sub> (mm)	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /m)				
FRANKFURT, Baulos 18 ++	HM	SC	"clay marl", algum calcário e lençol de areia Q <sub>u</sub> = 130-550 kN/m <sup>2</sup>	Z = 16 m D = 6,5 m	10	7,15	0,18 (0,5%)	0,33	0,17 (0,5%)	18	0,15 (0,4%)	1,40-0,57 1,18-0,48*	-	42	1,3
FRANKFURT DOMINIKANER GASSE, ++	S	PC	idem	Z = 10,3 m D = 6,5 m	140	3,90	1,36 (4,1%)	1,66	1,57 (4,7%)	-	-	0,95-0,60	1,2	32	1,7
TYNESIDE ++	S	PC	argila laminada Q <sub>u</sub> = 73 kN/m <sup>2</sup> OFS = 2,05	Z = 7,5 m D = 2 m	6	4,00	0,06 (1,9%)	0,03	0,11 (7%)	12	0,06 (1,9%)	2,07-0,55	-	50	1,3
TORONTO(a) +	SH	-	areia densa uniforme, média a fina, acima do NA.  SPT = 40-60	Z = 10,5 m D = 5,18 m	30,5	2,76	0,21	0,21 - 0,42	0,44 (2,1%)	-	-	0,75-0,37	0,85	22	0,9
TORONTO(b) +	SH	-	areia densa, acima do NA.	Z = 10,5 m D = 5,33 m	85,3	1,95	0,42 (1,9%)	0,22 - 0,45	1,04 (4,7%)	-	-	0,52-0,26	0,6	12	0,65
BRUXELAS ++	SH	-	areia uniforme na porção superior do túnel, e areia argilosa na porção inferior.	Z = 16 m D = 10 m	150	5,50	2,07 (2,5%)	3,93	1,67 (2%)	-	-	0,87-0,54	1,4	29	1,5
SAN FRANCISCO(a) ++	SH	-	argila moderadamente sensível. C <sub>u</sub> = 430 kN/m <sup>2</sup>	Z = 18 m D = 5,5 m	54,9	7,32	1,02 (4,3%)	-	0,72 (3%)	-	-	1,47-0,45	-	41	1,1
KOTO, TOQUIO	SH	-	argila sensível, normalmente arenosa. Q <sub>u</sub> = 38 kN/m <sup>2</sup> Q <sub>z</sub> = 280 kN/m <sup>2</sup> Q <sub>i</sub> = 56 kN/m <sup>2</sup>	Z = 22,6 m D = 7,0 m	121,9	5,43	1,66 (4,3%)	0,39 - 1,93	1,40 (3,6%)	-	-	0,86-0,27	-	24	0,6

TABELA IV.1 - COLETÂNEA DE CASOS HISTÓRICOS ( APUD BARBOSA, 1983 E FONTOURA E BARBOSA, 1982 )

Caso Histórico	Método Construtivo	Revestimento	Condições do Subsolo	Geometria	DESLOCAMENTOS NA SUPERFÍCIE					DESLOCAMENTOS NO TÚNEL		K <sub>a</sub> para n=0,5e 1,5	K (m <sup>1/2</sup> )	$\beta$ (°)	$\eta$
					$\rho_{\text{máx}}$ (mm)	i (m)	V <sub>s</sub> (1) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (2) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (3) (m <sup>3</sup> /m)	$\rho_v$ (mm)	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /m)				
LONDRES (Attewell and Farmer 1974)	SH	C1	argila de Londres, rija, fissurada, fortemente pre-adensada.	Z= 29,3 m D= 4,15 m	6,1	12,85	0,20 (1,5%)	-	0,11 (0,8%)	16	0,10 (0,7%)	2,33-0,33	-	46	1,0
TORONTO(c) +	SH	B1	areia densa, fina a média, abaixo do NA. SPT= 36-58	Z=10,4m D= 5,18m	18,3	4,61	0,21 (1%)	0,21-0,42	0,29 (1,4%)	-	-	1,26-0,63	1,4	41	1,5
TORONTO(d) +	SH	B1	areia na porção superior do túnel, e fill no porção inferior, NA acima do teto do escavação.	Z=10,7m D= 5,33m	12,2	7,32	0,22 (1%)	0,22-1,12	0,20 (0,9%)	-	-	1,94-0,97	2,2	56	2,4
TORONTO(e) +	SH	B1	argila siltosa na porção superior do túnel e fill no porção inferior.  $\bar{q}_i = 70-80 \text{ kN/m}^2$ $C_u = 70 \text{ kN/m}^2$ (argila) $C_u = 80 \text{ kN/m}^2$ (till)	Z=13,1m D= 5,33m	9,1	6,10	0,14 (0,62%)	-	0,16 (0,71%)	-	-	1,46-0,59	-	44	1,4
MERSEY ST. TO HOWLEY SEWER (Ryley et alii, 1960)	SH	PC	areia fofa, leve - mente siltosa (SPT=5-8) acima do teto do túnel, areia medianamente densa ao nível da escavação (SPT=12-15) abaixo do NA.  $\bar{q}_i = 70-77 \text{ kN/m}^2$	Z= 6,4m D= 1,5m	28	3,20	0,23 (7,1%)	<0,09	0,41 (12,7%)	-	-	2,07-0,48	1,3	49	1,2

TABELA IV.1 - COLETÂNEA DE CASOS HISTÓRICOS (APUD BARBOSA, 1983 E FONTOURA E BARBOSA, 1982)

Caso Histórico	Método Construtivo	Revestimento	Condições do Subsolo	Geometria	DESLOCAMENTOS NA SUPERFÍCIE					DESLOCAMENTOS NO TÚNEL		K <sub>a</sub> para n=0,5 e 1,5	K (m <sup>1/2</sup> )	β (°)	η
					ρ <sub>máx</sub> (mm)	i (m)	V <sub>s</sub> (1) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (2) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (3) (m <sup>3</sup> /m)	ρ <sub>v</sub> (mm)	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /m)				
LUMB BROOK SEWER, 3º TRECHO (Ryley et alii, 1980)	SH	PC	areia + pedregulho; SPT = 31-62; acima do NA; tratamento químico parcial.	Z = 4,3 m D = 3,3 m	15-20	1,59-1,79	0,06 - 0,09 0,6 - (0,9%)	0,09-0,43	0,24 - 0,31 (2,2 - (2,9%))	-	-	0,90-0,69	0,8	31	2,4
LUMB BROOK SEWER, 4º TRECHO (Ryley et alii, 1980)	SH	PC	areia + pedregulho; tratamento químico total.	Z = 4,3 m D = 3,3 m	7	2,28	0,04 (0,4%)	< 0,43	0,13 (1,3%)	-	-	1,21-0,93	1,1	43	3,3
LUMB BROOK SEWER, 1º TRECHO (Ryley et alii, 1980)	SH	PC	areia fina e pedregulho na porção superior (SPT = 20-30), e areia média a grossa e pedregulho na porção inferior do túnel (SPT = 30-36); acima do NA.	Z = 4,3 m D = 3,3 m	78	2,4	0,47 (4,6%)	0,43	0,96 (9,4%)	-	-	1,28-0,99	1,2	45	3,45
(Toombs, 1980)	SH	PC	Solo aluvial mole a muito mole abaixo do NA. S <sub>n</sub> = 17,5 kN/m <sup>2</sup> C <sub>u</sub> = 35 kN/m <sup>2</sup>	Z = 4,5 m D = 3,4 m	20	2,8	0,36 (4%)	-	0,31 (3,4%)	-	-	-	-	-	-
LUMB BROOK SEWER, 2º TRECHO (Ryley et alii 1980)	SH	PC	argila arenosa muito rija, acima do NA.	Z = 4,3 m D = 3,3 m	19	2,52	0,12 (1,2%)	-	0,29 (2,9%)	-	-	1,34-1,03	-	47	3,6

TABELA IV.1 — COLETÂNEA DE CASOS HISTÓRICOS (APUD BARBOSA, 1983 E FONTOURA E BARBOSA, 1982)

Caso Histórico	Metodo Construtivo	Revestimento	Condições do Subsolo	Geometria	DESLOCAMENTOS NA SUPERFÍCIE					DESLOCAMENTOS NO TÚNEL		K <sub>a</sub> para n=0,5 e 1,5	K (m <sup>1/2</sup> )	$\beta$ (°)	$\eta$
					$\rho_{\text{máx}}$ (mm)	i (m)	V <sub>s</sub> (1) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (2) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (3) (m <sup>3</sup> /m)	$\rho_v$ (mm)	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /m)				
HEATHROW CARGO TUNEL ++	SH	PC	Argila de Londres $q_u = 72-275 \text{ kN/m}^2$ OFS=1-4	Z=13,3m D=10,9m	12	6,54	0,19 (0,2%)	0,93	0,20 (0,2%)	14	0,19 (0,2%)	1,09 0,89 1,05-0,86 <sup>+</sup>	-	39	3,6
FLEET LINE LONDRES (Barratt and Tyler 1976)	SH	PC	argila de Londres	Z=34m D=4,15m	5	31,5	0,39 (2,9%) 0,19 (1,4%)	-	0,10 (0,7%)	9,8 - 11,5	0,06 - 0,07 (0,4 - 0,5%)	5,30-0,65	-	66	2,0
TYHOLT, NORUEGA. ++	SH	PC/CO	argila sensível com camadas de silte. $q_u = 35-60 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_z = 390 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_i = 120-162 \text{ kN/m}^2$	Z=17,1m D=7,92m	609,6	4,85	7,39 (15%)	0,49 - 2,46	5,41 (11%)	-	-	0,84-0,39	-	26	0,9
				Z=22m D=7,92m	731,5	4,04	7,39 (15%)	0,49 - 2,46	6,31 (12,8%)	-	-	0,61-0,2	-	16	0,5
SAN FRANCISCO (b) +	SM	-	Areia siltosa, densa, fina, com finas lentes ocasionais de "peat"  SPT = 30, acima do NA $\sigma_i = 91 \text{ kN/m}^2$	Z=11,0m D=5,33m	9,1	4,92	0,11 (0,5%)	0,22 - 0,44	0,16 (0,7%)	-	-	1,29-0,63	1,5	41	1,5
SAN FRANCISCO (c) +	SM	-	areia siltosa, fina, densa, levemente cimentada, ocimo do NA, SPT = 40-60 $\sigma_i = 63 \text{ kN/m}^2$	Z=11m D=5,33m	9,1	5,49	0,13 (0,6%)	0,22 - 0,45	0,16 (0,7%)	-	-	1,44-0,70	1,7	45	1,7

TABELA IV.1 - COLETÂNEA DE CASOS HISTÓRICOS (APUD BARBOSA, 1983 E FONTOURA E BARBOSA, 1982)

Caso Histórico	Método Construtivo	Revestimento	Condições do Subsolo	Geometria	DESLOCAMENTOS NA SUPERFÍCIE					DESLOCAMENTOS NO TÚNEL		K <sub>a</sub> para n=0,5e 1,5	K (m <sup>1/2</sup> )	β (°)	η
					ρ <sub>máx</sub> (mm)	i (m)	V <sub>s</sub> (1) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (2) (m <sup>3</sup> /m)	V <sub>s</sub> (3) (m <sup>3</sup> /m)	ρ <sub>v</sub> (mm)	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /m)				
LOWER MARKET st, SAN FRANC. +	SM	-	argila mole, plástica. q <sub>u</sub> = 75 kN/m <sup>2</sup>	Z = 19 m D = 5,5 m	36	6,88	0,64 (2,7%)	-	0,50 (2,1%)	-	-	1,34-0,39	-	37	0,9
CIDADE DO MÉXICO ++	SM	-	argila lacustre, plástica, acima do NA q <sub>u</sub> = 40 kN/m <sup>2</sup> OFS = 5	Z = 11,7 m D = 2,9 m	105	7,83	2,10 (38%)	0,07-0,33	1,24 (22,4%)	170	0,79 (12%)	2,69-0,67 1,04-0,26 <sup>+</sup>	-	57	1,6
WASHINGTON (a) ++	SM	SS	areia densa e pedregulho; areia levemente cimentada e muito densa	Z = 20,9 m D = 6,4 m	6	5,12	0,08 (0,3%)	0,32-0,64	0,11 (0,4%)	14	0,13 (0,4%)	0,89-0,27 1,50-0,46 <sup>+</sup>	1,1	25	0,6
				Z = 23 m D = 6,4 m	3	5,12	0,04 (0,1%)	0,32-0,64	0,06 (0,2%)	51	0,39 (1,2%)	0,85-0,24	1,1	23	0,6
OTTAWA +	SM	SS	Leda clay, sensível. q <sub>u</sub> = 185 kN/m <sup>2</sup> q <sub>z</sub> = 300 kN/m <sup>2</sup> q <sub>i</sub> = 30 kN/m <sup>2</sup>	Z = 18,3 m D = 3,05 m	7	6,71	0,12 (1,6%)	0,07	0,13 (1,8%)	-	-	1,80-0,30	-	40	0,8
WASHINGTON (b) ++	SM	RT	areia siltosa média a densa e pedregulhos, intercalados com argila arenosa-siltosa. q <sub>u</sub> = 75 kN/m <sup>2</sup> q <sub>z</sub> = 300 kN/m <sup>2</sup>	Z = 14,6 m D = 6,4 m	152	4,48	1,70 (5,3%)	0,80-1,61	1,69 (5,3%)	345	2,50 (7,6%)	0,93-0,41 1,36-0,60 <sup>+</sup>	1,2	29	1,0
WASHINGTON (c) ++	SM	RT	idem q <sub>u</sub> = 75 kN/m <sup>2</sup> q <sub>z</sub> = 225 kN/m <sup>2</sup>	Z = 11,6 m D = 6,4 m	280	2,00	1,40 (4,4%)	0,80-1,61	2,82 (8,9%)	330	2,50 (7,6%)	0,47-0,26 0,83-0,46 <sup>+</sup>	0,6	9	0,65

TABELA IV. 1 — COLETÂNEA DE CASOS HISTÓRICOS (APUD BARBOSA, 1983 E FONTOURA E BARBOSA, 1982)

Caso Histórico	Método Construtivo	Revestimento	Condições do Subsolo	Geometria								Ka para $n=0,5$ e $1,5$	K ( $m^{1/2}$ )	$\beta$ ( $^{\circ}$ )	$\eta$
					$\rho_{max}$ (mm)	$l$ (m)	$V_s (1)$ ( $m^3/m$ )	$V_s (2)$ ( $m^3/m$ )	$V_s (3)$ ( $m^3/m$ )	$\rho_v$ (mm)	$V_t$ ( $m^3/m$ )				
ACTON GRANGE (Ryley et alii, 1980) (3ª parte)	SS	PC	areia fina a com lentes de argila sil- tosa e pedregulha, com arenito abai- xo do túnel.  SPT=1-5; NA apro- ximadamente ao ní- vel do eixo da es- cavação.	Z=4,5 - 6,0m D=2,44m	25,3	1,90	0,12 (2,6%)	<0,23	0,37 (8%)	-	-	1,06 - 0,5	0,8	34	1,2
ACTON GRANGE (Ryley et alii, 1980) (2ª parte)	TBM	PC	arenito+areia em proporção crescente.	Z=4,5 - 6,0m D=2,44m	4,8	2,42	0,03 (0,6%)	<0,23	0,07 (1,4%)	-	-	1,35 - 0,63	1,1	43	1,5
FRANKFURT BAULOS 17 ++	HM	SC	areia, algum calcá- reo e lentes de clay marl.	Z=13,3m D=6,5m	13	7,15	0,23 (0,7%)	0,33	0,21 (0,6%)	17	0,17 (0,5%)	1,54 - 0,75 1,13 - 0,55 <sup>+</sup>	-	48	1,8
FRANKFURT DOMPLATZ ++	S	PC	Idem —	Z=15m D=6,5m	23	6,83	0,39 (1,2%)	0,33	0,35 (1,1%)	52	0,46 (1,4%)	1,38 - 0,60 1,62 - 0,70 <sup>+</sup>	- -	43	1,4
FRANKFURT FAHRGASSE ++	S	PC	Idem —	Z=12,4m D=6,5m	70	4,88	0,86 (1,4%)	<1,66	0,88 (1,4%)	-	-	1,09 - 0,57	1,4	36	1,4

TABELA IV.1 — COLETÂNEA DE CASOS HISTÓRICOS (APUD BARBOSA, 1983 E FONTOURA E BARBOSA, 1982)



TABELA IV.1

( Simbologia )

+ - citado em Peck, 1969.

++ - citado em Cording e Hansmire, 1975.

-  $V_s^{(1)}$  estimado a partir da curva real de distribuição dos recalques superficiais.

$$V_s^{(1)} = 2,5 . i . \rho_{\text{máx.}}$$

-  $V_s^{(2)}$  estimado a partir do volume teórico de escavação.

$$V_s^{(2)} = f(V_E) \text{ onde } V_E = \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) (m^3/m).$$

-  $V_s^{(3)}$  estimado a partir da equação de Attewell ( 1977 ).

$$V_s^{(3)} = 8,2 . (\rho_{\text{máx}})^{0,84}$$

MÉTODOS CONSTRUTIVOS :

HM - ( Hand mine, no shield ); escavação manual sem couraça.

S - escavação com couraça sem informações sobre se feita manualmente ou mecanicamente.

SH - escavação manual com couraça.

TBM - ( tunnel boring machine ); escavação mecânica.

SS - ( slurry or earth pressure balance shield ); escavação com auxílio de lama bentonítica sob pressão.

SM - escavação mecânica com couraça.

TIPOS DE REVESTIMENTOS :

SP - ( ribs and liner plates ); escoras de madeira e placas metálicas.

SC - ( shotcrete ); concreto projetado.

PC - ( precast concrete ); anéis pré-fabricados de concreto.

BI - ( bolted iron segments ); segmentos de ferro aparafusados.

CI - ( cast iron segments plates ); segmentos de ferro.

CO - ( cast-in-place concrete ); concretagem no local.

SS - ( steel sets ); anéis metálicos.

RT - ( ribs-lagging ); escoras de madeira e vigas metálicas.

$\frac{x_1}{Z + D}$	F <sub>1</sub>	$\frac{x_1}{Z + D}$	F <sub>1</sub>	$\frac{x_1}{Z + D}$	F <sub>1</sub>
0	0	3,00	1,62	6,00	2,23
0,25	0,14	3,25	1,87	6,25	2,25
0,50	0,34	3,50	1,92	6,50	2,26
0,75	0,62	3,75	1,96	6,75	2,27
1,00	0,76	4,00	1,99	7,00	2,28
1,25	1,00	4,25	2,02	7,25	2,29
1,50	1,13	4,50	2,05	7,50	2,30
1,75	1,29	4,75	2,06	7,75	2,31
2,00	1,42	5,00	2,11	8,00	2,32
2,25	1,54	5,25	2,14	-	-
2,50	1,68	5,50	2,17	-	-
2,75	1,75	5,75	2,20	-	2,35

TABELA IV.2 - Valores de F<sub>1</sub> em Função da Distância à Frente no Início das Medições dos Recalques (Apud Resêndiz e Romo, 1981).

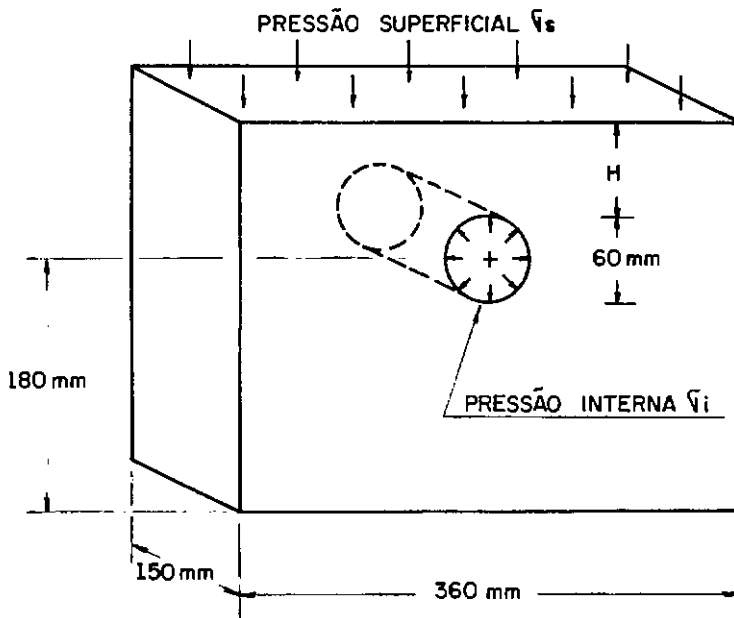


FIG. IV.1 — MODELO DE SIMILITUDE PARA TÚNEIS—  
EXEMPLO ( APUD ATKINSON E POTTS, 1976)

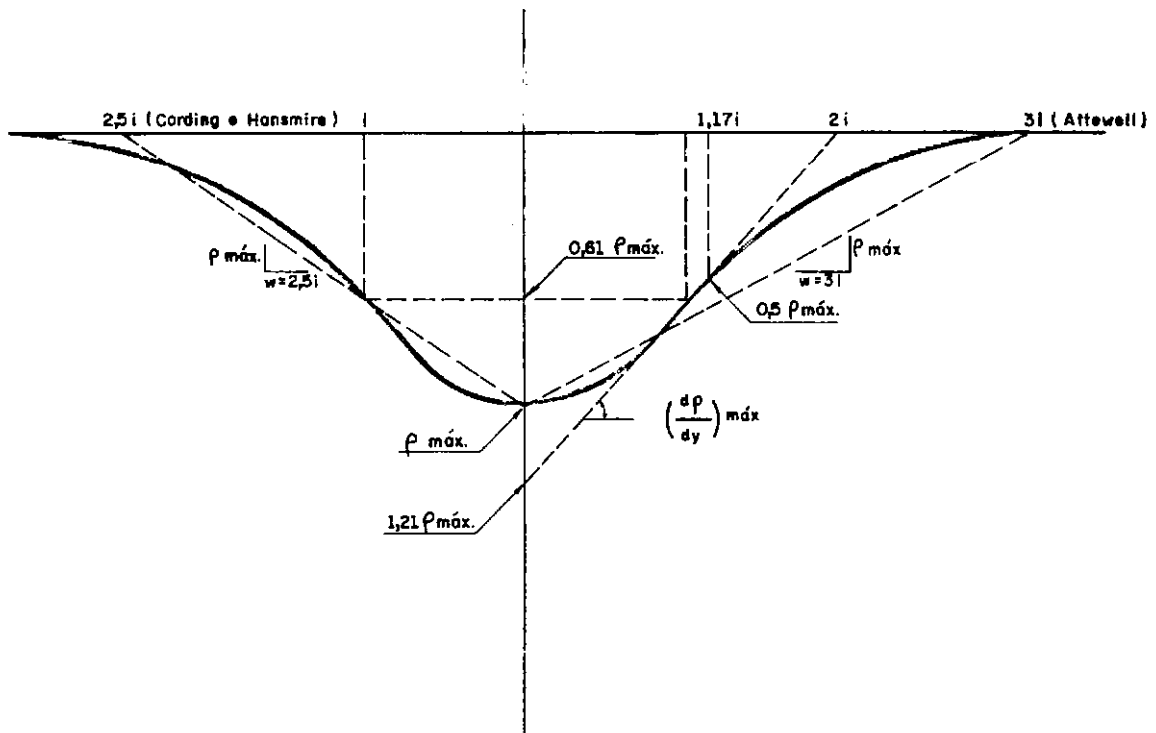


FIG. IV.2 — PROPRIEDADES DA CURVA DE GAUSS

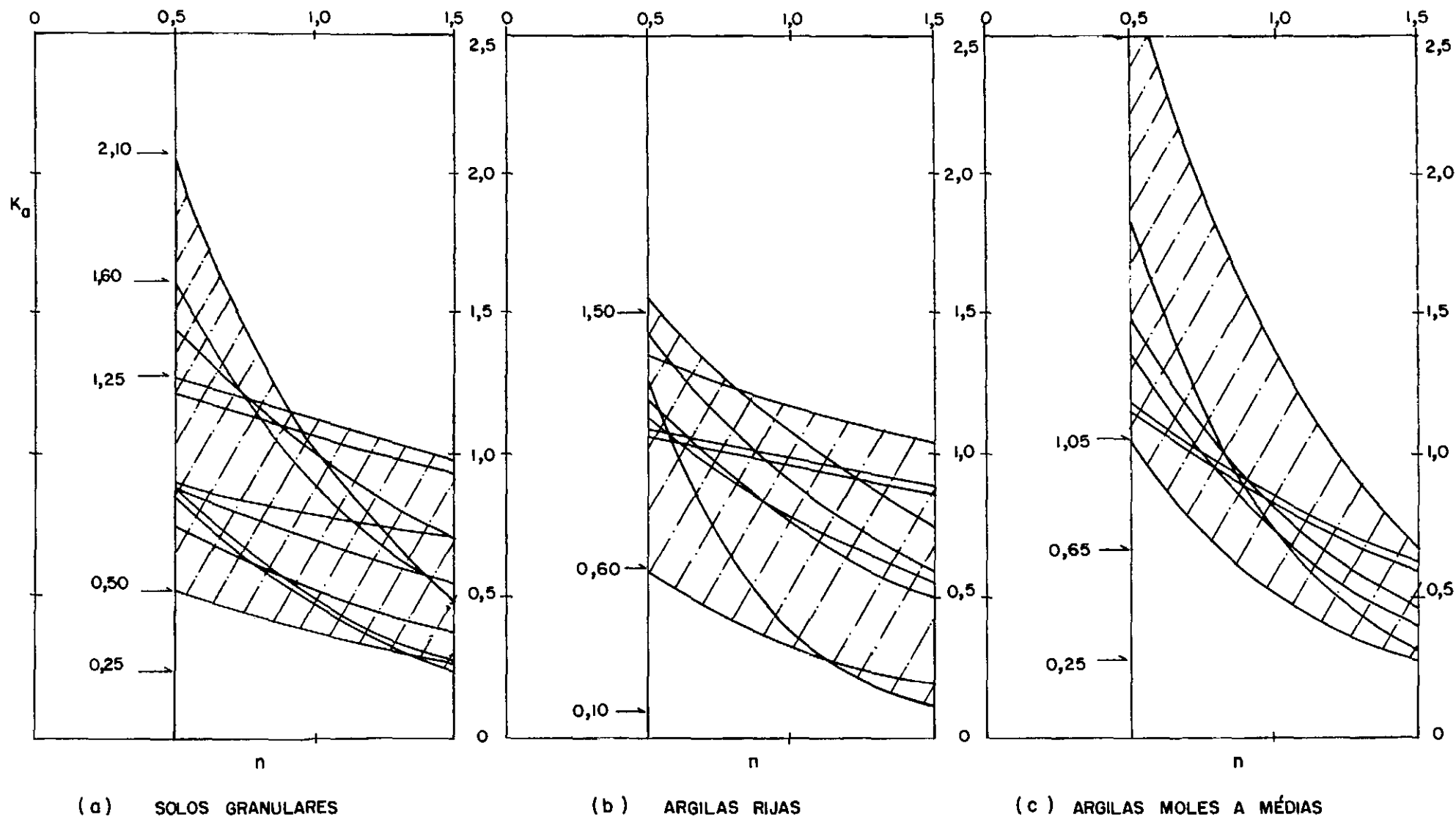


FIG. IV. 3 - FAIXAS DE VARIAÇÃO DE  $K_0$  EM FUNÇÃO DE  $n$  (APUD BARBOSA, 1983).

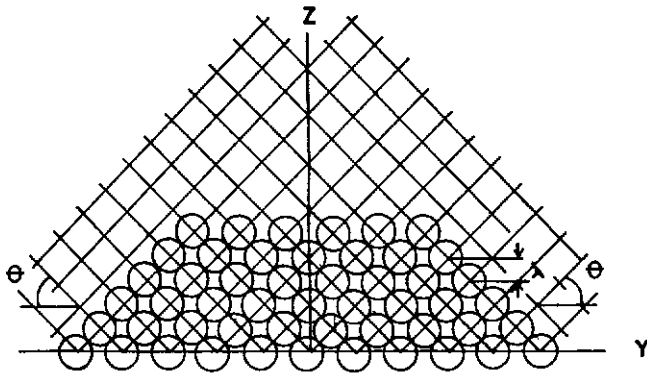


FIG. IV.4 - ARRANJO DAS PARTÍCULAS DO MODELO DE SWEET E BOGDANOFF. (1965)

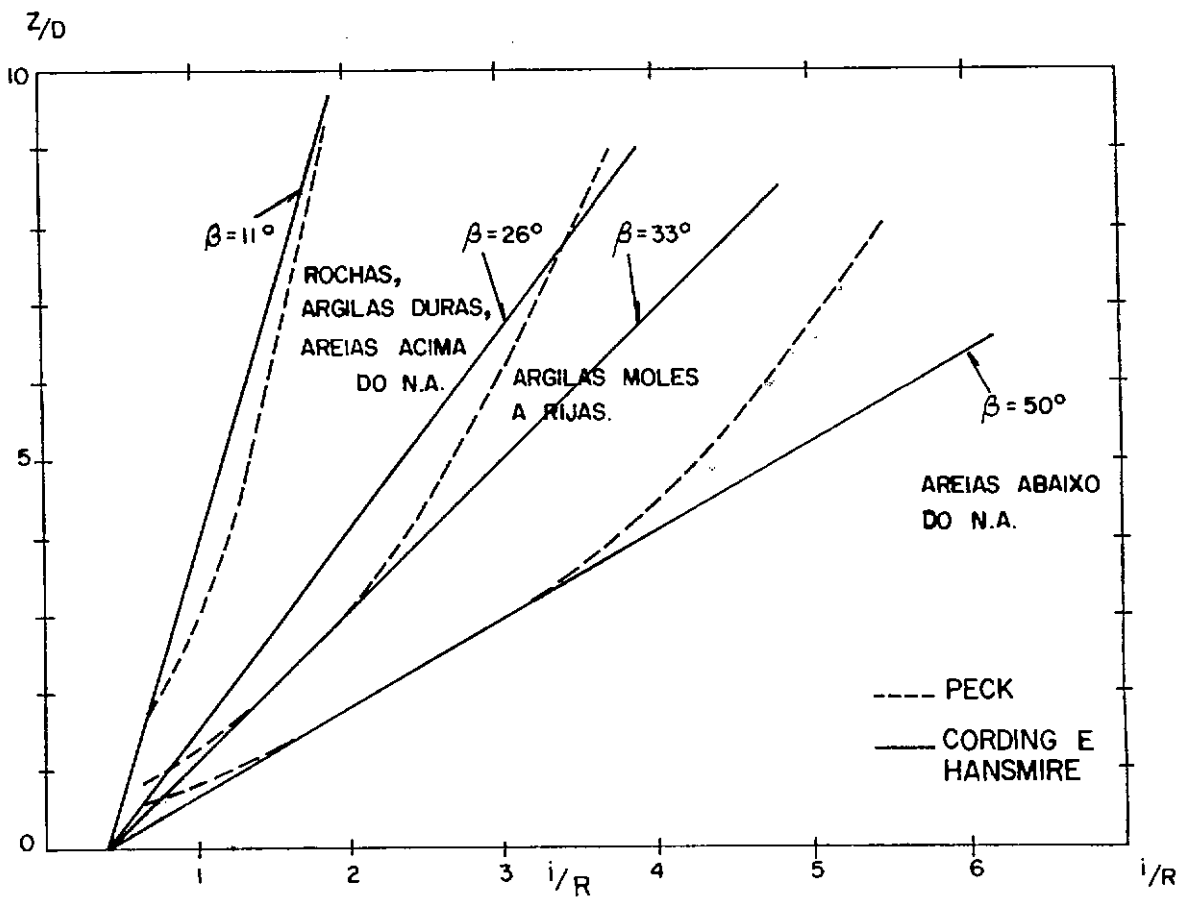


FIG. IV.5 - CORRELAÇÃO ENTRE  $Z/D$  E  $i/R$  ( APUD PECK, 1969 E CORDING E HANSMIRE, 1975 ).

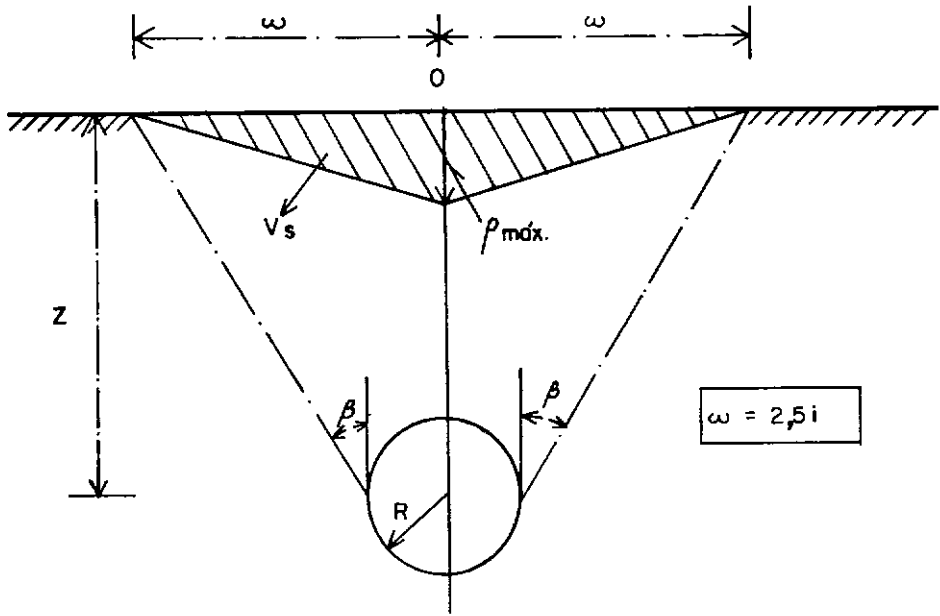


FIG. IV. 6 - MODELO DA DEPRESSÃO DE RECALQUES SUPERFICIAIS  
(APUD CORDING E HANSMIRE, 1975).

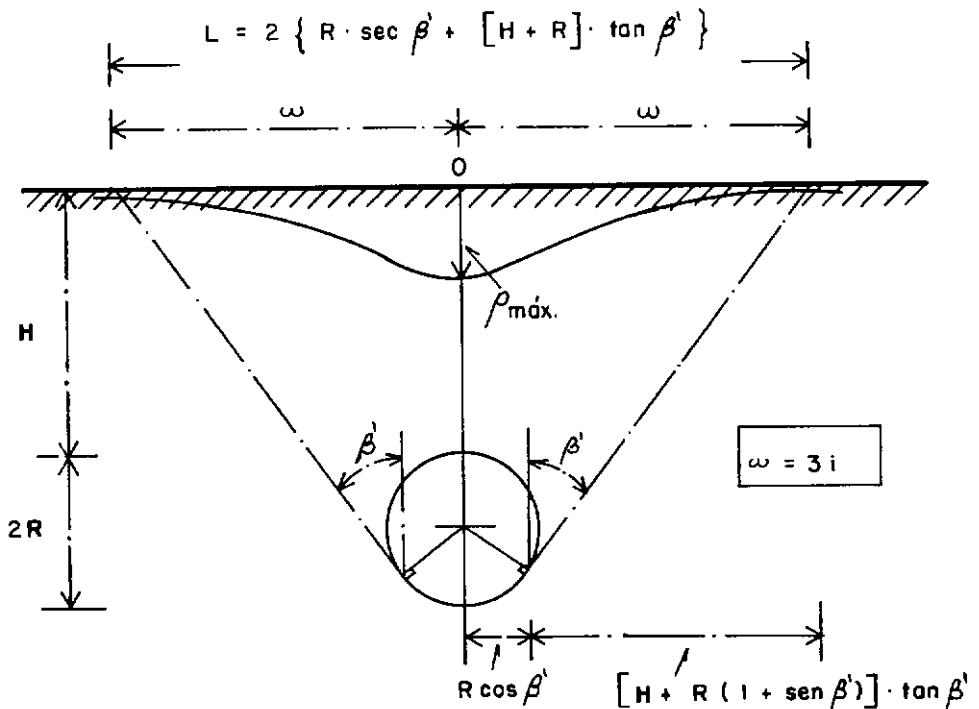


FIG. IV. 7 - MODELO DA DEPRESSÃO DE RECALQUES SUPERFICIAIS  
( APUD ATTEWELL, 1977).

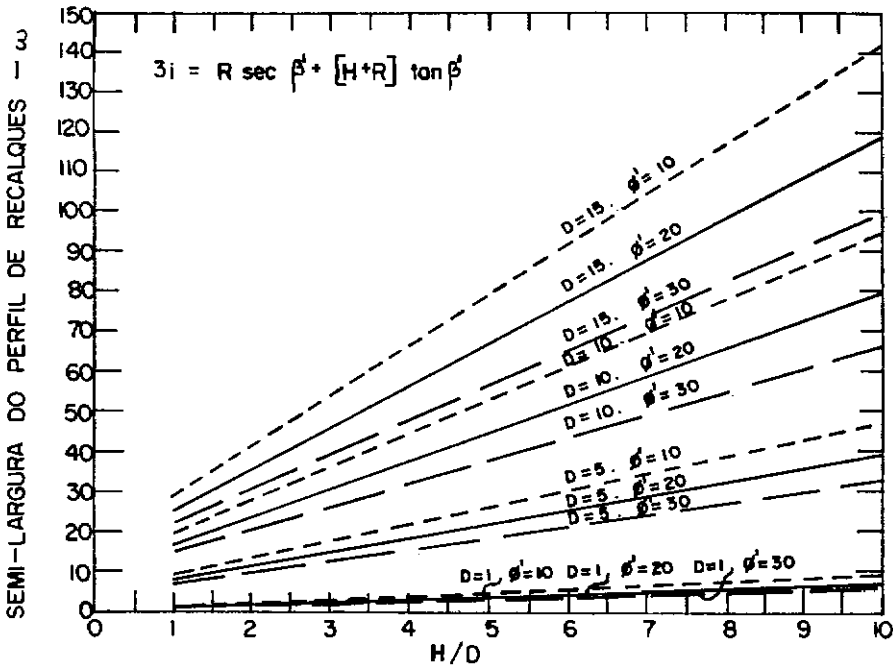


FIG. IV.8 - CORRELAÇÃO ENTRE  $\omega$  E  $H/D$  ( APUD ATTEWELL, 1977 ) .

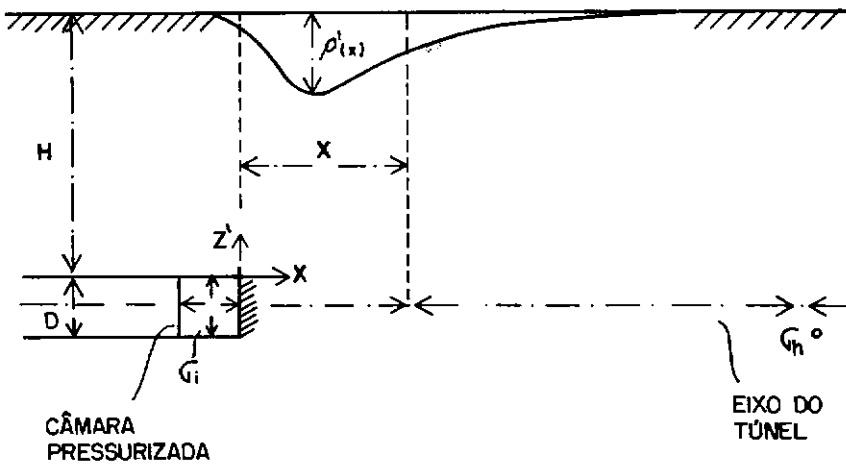


FIG. IV.9 - PERFIL LONGITUDINAL DE RECALQUES AO LONGO DO EIXO DO TÚNEL DEVIDO AO ALÍVIO DE TENSÕES NA FRENTE DE ESCAVAÇÃO. (APUD RESÉN-DIZ E ROMO, 1981 ).

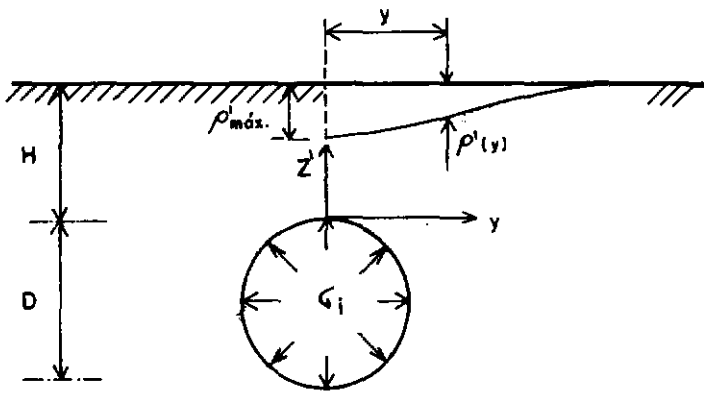


FIG. IV. 10 - PERFIL TRANSVERSAL DE RECALQUES DEVIDO AO ALÍVIO DE TENSÕES NA FRENTE DA ESCAVAÇÃO. (APUD RESÉNDIZ E ROMO, 1981).

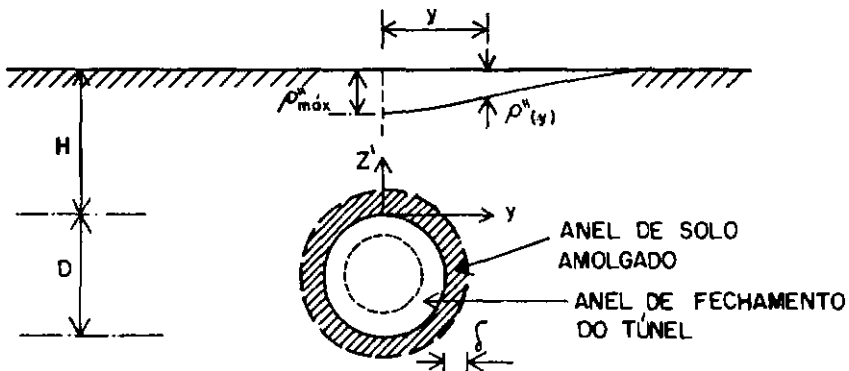


FIG. IV. 11 - PERFIL TRANSVERSAL DE RECALQUES DEVIDO A DESLOCAMENTOS RADIAIS DO MACIÇO NA DIREÇÃO DO TUNEL. (APUD RESÉNDIZ E ROMO, 1981).



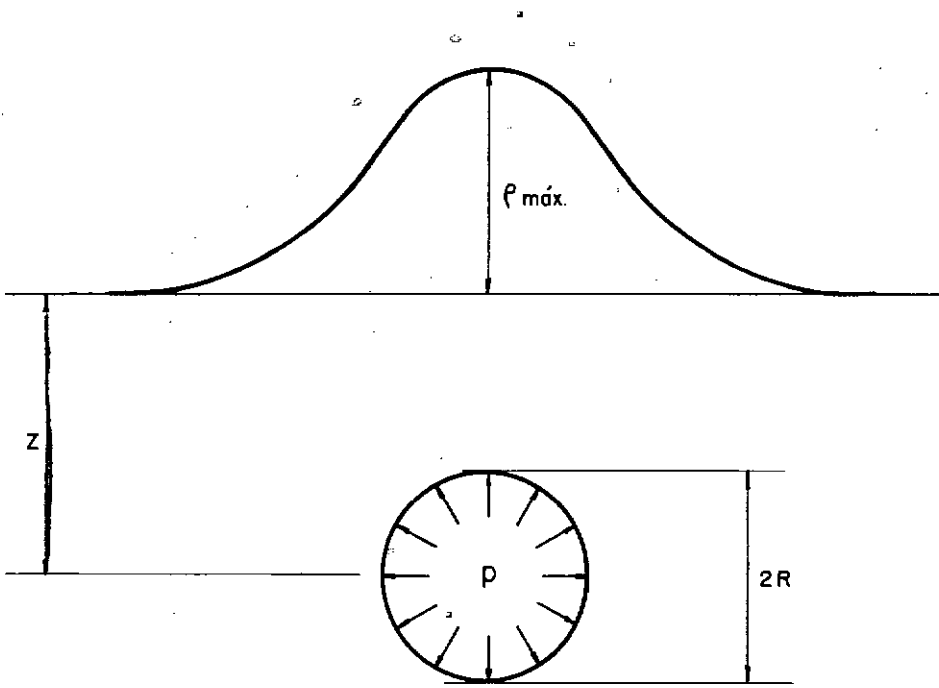


FIG. IV.12 — MOVIMENTOS SUPERFICIAIS DEVIDOS A PRESSÕES NO INTERIOR DO TÚNEL.

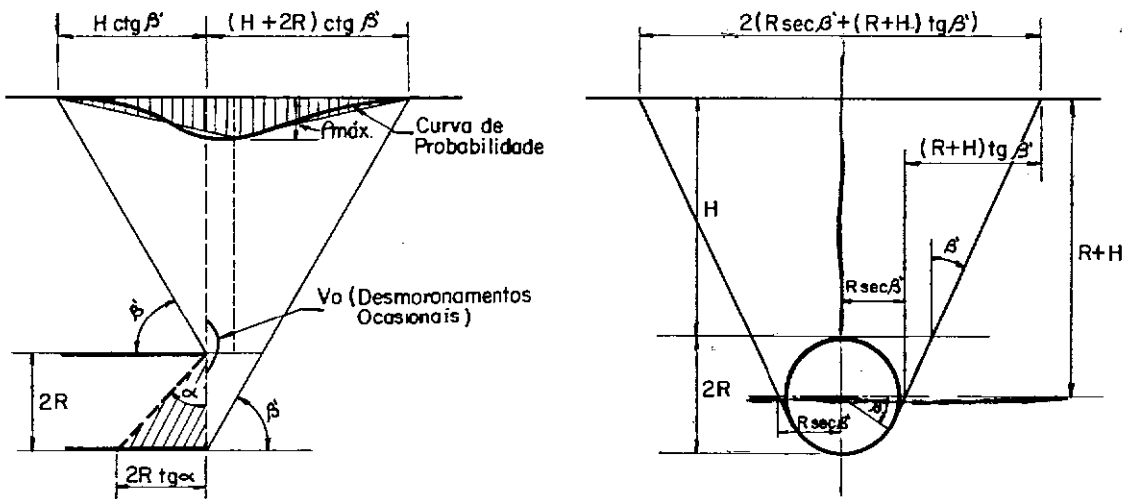


FIG IV.13 — RECALQUES DEVIDOS À MOVIMENTAÇÃO DO MACIÇO PARA O INTERIOR DO TÚNEL ATRAVÉS DA FRENTE (APUD SZÉCHY, 1973)



## CAPÍTULO V

### ANÁLISE DOS VALORES MEDIDOS

#### V.1 GENERALIDADES

A análise das medições da instrumentação de detalhe levada a cabo no túnel T-03-01 é dificultada por diversos fatores.

Primeiramente, a metodologia construtiva utilizada, com parcialização da escavação do túnel em duas etapas (abóbada e rebaixo), tornou complicada a elaboração de gráficos que levassem em consideração a distância à frente de serviço, já que havia duas.

Em segundo lugar, as dificuldades encontradas para o avanço do túnel impuseram várias paralizações das escavações, introduzindo, então, mais um fator influente nos valores medidos. Além disso, em algumas dessas paralizações foi necessária a execução de enfilagens tubulares injetadas, que modificam as propriedades do maciço terroso nas proximidades do túnel apesar de poderem ser consideradas como integrantes do método construtivo.

Aquelas dificuldades, resultantes da baixa resistência mecânica do material escavado, também obrigaram em alguns casos a adoção de parcialização da escavação da abóbada em duas fases. No entanto, pelo fato de a distância entre as frentes dessas duas fases ser muito pequena (da ordem de 2 metros) em relação às dimensões da seção escavada, para efeito de simplificação essa parcialização não foi considerada.

Finalmente, por envolver aspectos econômicos, não foi possível adaptar o avanço das escavações aos interesses da instrumentação. Assim, o encontro das frentes de serviço se deu dentro da região instrumentada, duplicando o problema, já citado anteriormente, da influência de várias frentes de escavação nos recalques dos marcos superficiais.

Em vista do exposto acima, algumas suposições e simplificações tiveram de ser adotadas para filtrar a influência de fatores indesejáveis a um determinado enfoque da análise dos dados. Ainda assim, alguns aspectos dessa análise ficaram prejudicados

em função da superposição de efeitos, principalmente na região próxima ao ponto em que se deu o vazamento do túnel .

Na figura III.1 pode-se observar que a seção plena de escavação tem sua forma bastante aproximada a de um círculo, o mesmo não se podendo dizer da forma da meia seção superior. Apesar disso e visando a simplificação da análise, supôs-se serem ambas as seções de formato circular, sendo os diâmetros determinados segundo orientação de Rocha(1976), que estabelece que para túneis de seção diferente da circular poder-se-á admitir que a mesma tem um diâmetro equivalente à semi-soma da largura e altura do túnel. Deste modo, para a meia seção superior foi adotado um diâmetro equivalente igual a 9,5 metros, e para a seção plena, igual a 11,5 metros.

A análise dos dados foi dividida em três partes. A primeira parte estuda os recalques no sentido longitudinal do túnel, visando observar a influência do avanço da escavação no desenvolvimento dos recalques superficiais. A segunda parte engloba o aspecto transversal dos recalques com o objetivo básico de verificar a hipótese de o afundamento provocado na superfície do terreno pela execução de um túnel ter o formato de uma Gaussiana. Por fim, a terceira parte trata da velocidade de evolução dos recalques.

## V.2 ANÁLISE LONGITUDINAL

Por todos os problemas citados no início deste capítulo, a primeira preocupação ao se ter em mãos as medições de campo foi a de se traçar gráficos que mostrassem a evolução dos recalques dos marcos superficiais ao longo do tempo (figuras V.1 a V.12). Foram enfocados apenas os marcos situados ao longo do eixo longitudinal do túnel por serem considerados significativos de cada seção transversal. Nesses gráficos foi também representado o avanço do túnel, de modo a se visualizar a correspondência entre as diversas fases de escavação e os valores medidos.

Pela simples observação dos recalques finais dos marcos, nota-se claramente a influência da posição das frentes de escavação quando do início das leituras. Assim, os marcos superficiais das extremidades da área instrumentada, ou seja, os mais

próximos da posição inicial das frentes, tiveram registrados valores finais de recalque menores que os situados mais para o interior, pois quando da instalação dos mesmos uma parcela desses deslocamentos já se havia processado.

Isso fica bem nítido na figura V.13 que mostra a variação dos recalques com o tempo ao longo do eixo longitudinal do túnel. Esse gráfico mostra também que os maiores recalques se deram entre os marcos M24 e M28 devido à proximidade dos mesmos às estacas de vazamento da abóbada e do rebaixo, além de não serem praticamente influenciados pela posição inicial das frentes de escavação. A explicação para esse fato se baseia em que o maciço junto à estaca de vazamento sofre uma superposição de efeitos, ou seja, a chegada da segunda frente de escavação provoca alteração do estado de tensões em um terreno já perturbado pela primeira, ou simultaneamente, se as duas estão em operação.

Ainda pelas figuras V.1 a V.12 observa-se que os recalques superficiais ocorreram de forma mais acentuada quando da execução das escavações, reduzindo-se a taxa de evolução dos mesmos consideravelmente quando as frentes de serviço eram paralizadas. Assim, pode-se dizer que os deslocamentos provocados pela penetração do T-03-01 são devidos a três fontes principais: escavação da abóbada, escavação do rebaixo e adensamento do terreno devido ao rebaixamento do nível d'água tanto pelos poços filtrantes como pelo próprio avanço do túnel.

Dessa maneira, procurou-se individualizar os movimentos devidos a cada uma dessas fontes. Para isso, supôs-se que a influência de cada fase de escavação estaria compreendida entre o início da aceleração dos recalques e o final da desaceleração, como esquematizado na figura V.14. Tomando-se os deslocamentos correspondentes às escavações da abóbada e do rebaixo separadamente e considerando-se que os demais seriam provenientes do adensamento, chegou-se ao gráfico da figura V.15, que representa o percentual de influência de cada fonte nos recalques medidos pelos marcos superficiais situados ao longo do eixo do túnel. Considerando apenas os marcos supostos fora da região de influência da posição inicial das frentes, vê-se que, para o caso do túnel em análise, a escavação da abóbada foi responsável por 46%, em média, dos recalques totais medidos e a execução do rebaixo, por cerca

de 42%, restando, então cerca de 12% dos recalques finais devidos ao adensamento.

O passo seguinte consistiu na análise do desenvolvimento dos recalques superficiais com o avanço das escavações. Esta tarefa tornou-se particularmente difícil pelo fato de o vazamento do túnel ter-se dado dentro da área instrumentada. Como se pode verificar pela figura III.4, essa interferência se deu aproximadamente quando do avanço da escavação da abóbada pelo lado SP entre as estacas 6221 + 17,00 e 6221 + 5,00 concomitantemente com a escavação, pelo lado BH, da abóbada entre as estacas 6220 + 18,00 e 6221 + 0,00 e do rebaixo entre as estacas 6219 + 14,00 e 6220 + 4,00, e quando da escavação do rebaixo pelo lado SP entre as estacas 6222 + 5,00 e 6222 + 1,00 e, pelo lado BH, entre as estacas 6220 + 9,00 e 6220 + 10,00. Para contornar esse problema, considerou-se que os deslocamentos provocados pelo avanço das frentes da abóbada ou do rebaixo pelo lado BH, a uma determinada distância de um marco, são iguais aos devidos ao avanço pelo lado SP desde que à mesma distância desse marco. Assim, foram obtidos os gráficos normalizados na figura V.16.

Superpondo-se os gráficos da figura V.16, obtêm-se faixas de recalques medidos versus distância à frente correspondentes às escavações da abóbada e do rebaixo, representadas na figura V.17.

Como já mencionado anteriormente, alguns marcos superficiais encontravam-se muito próximos às frentes de escavação quando do início das leituras. Dessa maneira, as curvas na figura V.16 correspondentes a esses marcos alargam muito para cima as faixas da figura V.17. Assim, foram traçados novos gráficos, dessa vez expurgando-se as curvas correspondentes aos marcos M1, M2, M3, M35, M42 e M49 para a abóbada, e M1, M2, e M3 para o rebaixo, apresentados na figura V.18

Dessa figura, observa-se que, mesmo antes da passagem das frentes de escavação da abóbada e do rebaixo pelas estacas relativas aos marcos superficiais, já ocorreram recalques da ordem de 20 a 50 % de  $\rho_A$  máx e de 30 a 65% de  $\rho_R$  máx, respectivamente, sendo  $\rho_A$  máx e  $\rho_R$  máx os valores máximos estimados devido ao avanço daquelas frentes. Ainda com relação à figura V.18 pode-se dizer que as distâncias de influência das escavações da abóbada

e do rebaixo giram em torno de  $5d$  e  $5D$ , respectivamente, onde  $d$  e  $D$  são os diâmetros equivalentes da meia seção superior e da seção plena definidos no item V.1.

A partir dos gráficos da figura V.18 foram obtidas, então, as curvas médias de evolução dos recalques superficiais com o avanço das escavações para o túnel T-03-01 sob condições geológicas e geométricas descritas no capítulo III (figura V.19).

### V.3 ANÁLISE TRANSVERSAL

Pelas figuras III.10 a III.16, observa-se que existe uma declividade transversal do terreno em relação ao túnel, com valor médio em torno de  $1:12$  (V:H). Tendo em vista o seu pequeno valor e também para efeito de simplificação, essa declividade não foi considerada na análise que se segue.

As figuras V.20 a V.25 mostram a evolução dos recalques com o tempo de marcos superficiais posicionados transversalmente em relação ao túnel. Por esses gráficos, observa-se que o perfil transversal dos recalques pode ser considerado praticamente simétrico ao eixo vertical da escavação, dando-se o valor máximo no ponto da superfície imediatamente acima desse eixo.

Como já foi dito, o objetivo principal desta análise é a verificação da hipótese de o perfil transversal de recalques superficiais ter forma semelhante à curva de probabilidade de Gauss, expressa pela equação (IV-1), que por sua vez pode ser reescrita da forma abaixo:

$$\ln \frac{\rho(y)}{\rho_{\max}} = - \frac{y^2}{2i^2} \quad (V-1)$$

Assim, o perfil transversal de recalques tem o formato de uma gaussiana se ao se traçar um gráfico  $\ln(\rho(y)/\rho_{\max})$  versus  $y^2$  obtém-se uma reta, que tem coeficiente angular  $(-1/2i^2)$ .

Foram traçados, então, os gráficos apresentados nas figuras V.26 a V.31, os quais mostram que os pontos correspondentes não apenas ao perfil final de recalques como também aos perfis intermediários apresentam um alinhamento relativamente bom exceto para os valores extremos das estacas 6218 + 5,00 e 6219 + 10,00.

Determinando-se através dos coeficientes angulares das retas das figuras V.26 a V.31 os valores médios de  $i$  para os perfis transversais de recalques ao longo do tempo, obtêm-se os gráficos da figura V.32, que mostram que, após uma dispersão inicial, aqueles valores se concentram entre  $1,5 D$  e  $2,0 D$ , sendo  $D$  o diâmetro da seção plena de escavação.

Tomando-se os valores médios finais de  $i$  para cada seção transversal e plotando-se os mesmos nos âbacos  $i/R$  versus  $Z/D$  propostos por Peck (1969) e Cording e Hansmire (1975), observa-se que os pontos se localizam na região correspondente às areias abaixo do nível d'água (figura V.33). Como o material atravessado é composto basicamente de silte arenoso pouco argiloso com nível d'água acima da abóbada, pode-se considerar esse resultado bem coerente com as condições de campo.

Através desses valores de  $i$ , pode-se calcular as inclinações média ou máxima do perfil transversal de recalques através das equações (V-2) e (V-3) (vide figura IV.2).

$$\left(\frac{d\rho}{dy}\right)_{\text{máx}} = \frac{1,21\rho_{\text{máx}}}{2i} \quad (\text{V-2})$$

$$\left(\frac{d\rho}{dy}\right)_{\text{med}} = \frac{\rho_{\text{máx}}}{2,5i} \quad (\text{V-3})$$

Dessa forma, chega-se aos maiores valores de  $(d\rho/dy)_{\text{máx}}$  e  $(d\rho/dy)_{\text{med}}$ , correspondentes à estaca 6220 + 10,00, iguais respectivamente a 1:100 e 1:160. De qualquer modo, verifica-se que se houvesse edifícios na superfície, nas proximidades do túnel, os mesmos seriam danificados em vista do alto valor da distorção angular provocada pelas escavações, muito superior ao limite proposto por Skempton e Mac Donald (1956) que é de 1:500.

Com a finalidade de determinar a distância transversal de influência do túnel nos deslocamentos da superfície foram traçados, ainda, os gráficos da figura V.34. Pelos gráficos a e b nota-se claramente que essa distância girou em torno de 4 (quatro) diâmetros. Os demais gráficos, apesar do menor número de marcos superficiais existentes nas seções correspondentes, também indicam uma tendência de se atingir aquele valor.



#### V.4 ANÁLISE DAS VELOCIDADES DE RECALQUE

Voltando-se às figuras V.1 a V.12, verifica-se que as taxas de evolução dos recalques superficiais ao longo do tempo, ou seja, as velocidades dos deslocamentos, variam com o avanço das escavações. Foram, então, traçados os gráficos das figuras V.35 a V.46 que mostram que quando se executa uma escavação num determinado trecho do túnel há uma aceleração dos recalques medidos nos marcos próximos a esse trecho, atingindo a velocidade um valor de pico, e uma posterior desaceleração a medida que a frente se afasta ou quando há uma paralização dos serviços.

Representando-se esses picos de velocidade contra a distância dos respectivos marcos superficiais à frente de escavação no momento em que aqueles ocorrem, para os avanços considerados livres de superposição de efeitos, observa-se que para distâncias maiores que 4 a 5 diâmetros os valores de pico são muito pequenos (figura V.47). Isso vem confirmar o que já foi dito anteriormente a respeito da influência da frente nos deslocamentos da superfície, ou seja, que a partir daquelas distâncias essa influência praticamente inexistente.

Pelos gráficos da figura V.47 pode-se observar ainda que os valores de pico de velocidade correspondentes à escavação da abóbada quando a distância à frente é nula variam entre 2 e 3 mm/dia. Já para o avanço do rebaixo entre as estacas 6218 + 8,60 e 6219 + 14,20, a velocidade de pico máxima atingiu 6mm/dia.

Como pôde ser visto no Capítulo III deste trabalho, a penetração do túnel T-03-01 foi paralizada diversas vezes, em função das baixas características mecânicas do material atravessado. Pelos gráficos recalque versus tempo, verifica-se que a paralização da escavação provoca uma desaceleração dos deslocamentos superficiais, atingindo a velocidade um valor residual de corrente do adensamento do maciço terroso.

A figura III.4 mostra que, apesar das várias paralizações, apenas em dois períodos, de 07/08/80 a 08/10/80 e de 13/10/80 a 24/10/80, não houve escavação em nenhuma das frentes, sendo que o segundo foi considerado muito curto para que se pudesse tirar qualquer conclusão. Durante o primeiro período, as escava

ções da abóbada ficaram paralizadas nas estacas  $6220 + 5,40$ , pelo emboque BH, e  $6222 + 16,20$ , pelo emboque SP, e as do rebaixo nas estacas  $6219 + 14,20$  e  $6224 + 10,00$ , pelos emboques BH e SP respectivamente. Objetivando verificar a influência da distância à frente paralizada no valor da velocidade média de adensamento,  $v_a$ , considerando que as escavações pelo lado SP estavam desativadas desde o início da instrumentação, traçou-se o gráfico da figura V.48, que, para efeito de simplificação, correlaciona  $v_a$  com a distância à frente de escavação da abóbada do lado BH, paralizada na estaca  $6220 + 5,40$ . Esse gráfico mostra que  $v_a$  cresce na medida em que os marcos estão mais próximos da frente paralizada, não se podendo definir, em vista da dispersão dos dados, para que distância  $v_a$  é máxima.

Também foi traçado um gráfico (figura V.49) correlacionando as velocidades médias de adensamento com as distâncias dos marcos à estaca em que as frentes do rebaixo se encontraram, para verificar a taxa de evolução dos recalques após o vazamento total do túnel. Esse gráfico apresentou o mesmo comportamento do anterior, ou seja, valores de  $v_a$  crescentes com a proximidade da estaca de vazamento e uma dispersão para distâncias entre 0 (zero) e 4 (quatro) diâmetros, sendo o maior valor no entorno de  $0,14\text{mm}/\text{dia}$ .

Finalmente, procurou-se verificar a influência da velocidade de escavação na taxa de evolução dos recalques superficiais (figura V.50). No entanto, não se conseguiu definir nenhuma correlação entre as mesmas.

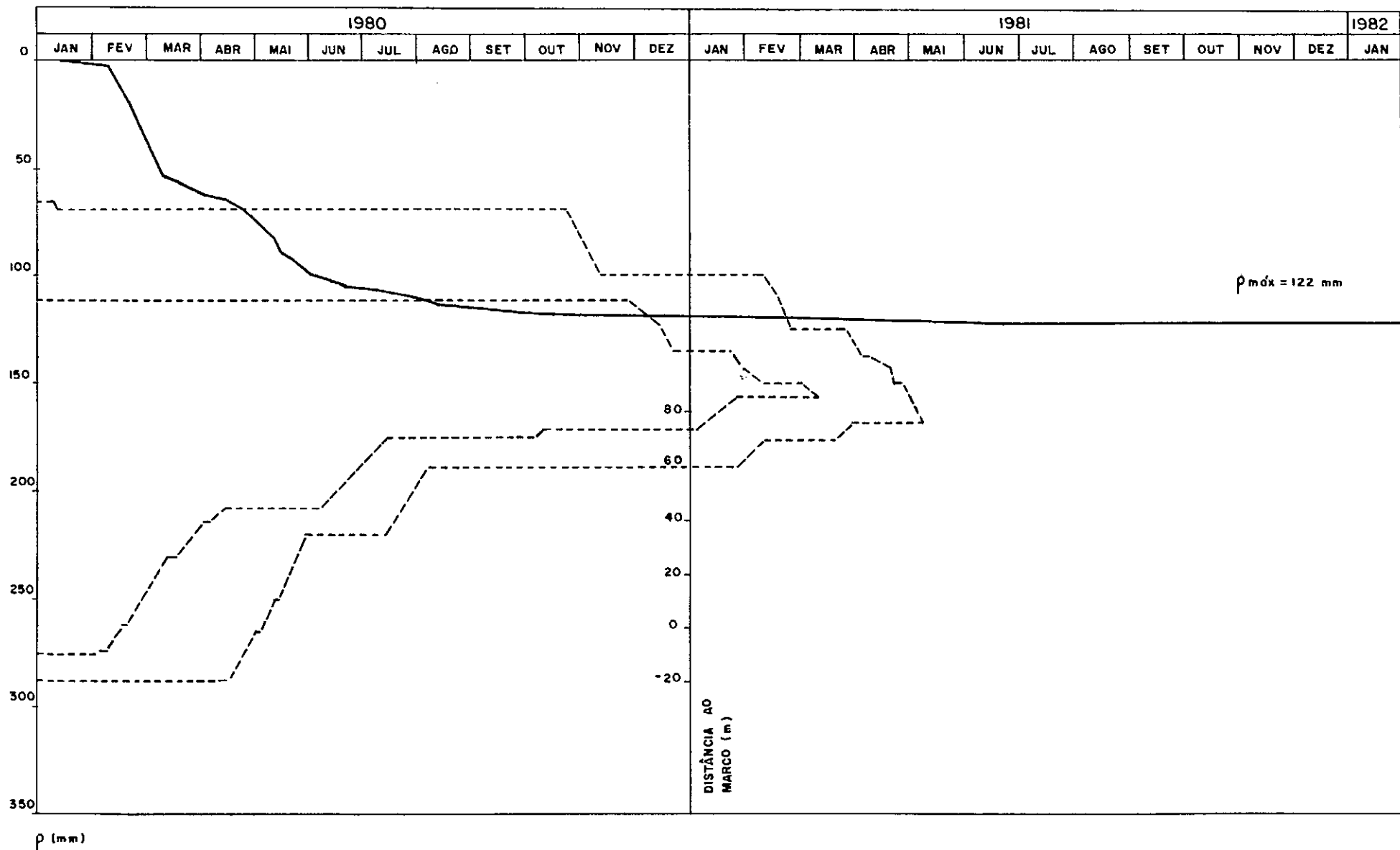


FIG. V.1 - RECALQUE VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>1</sub>

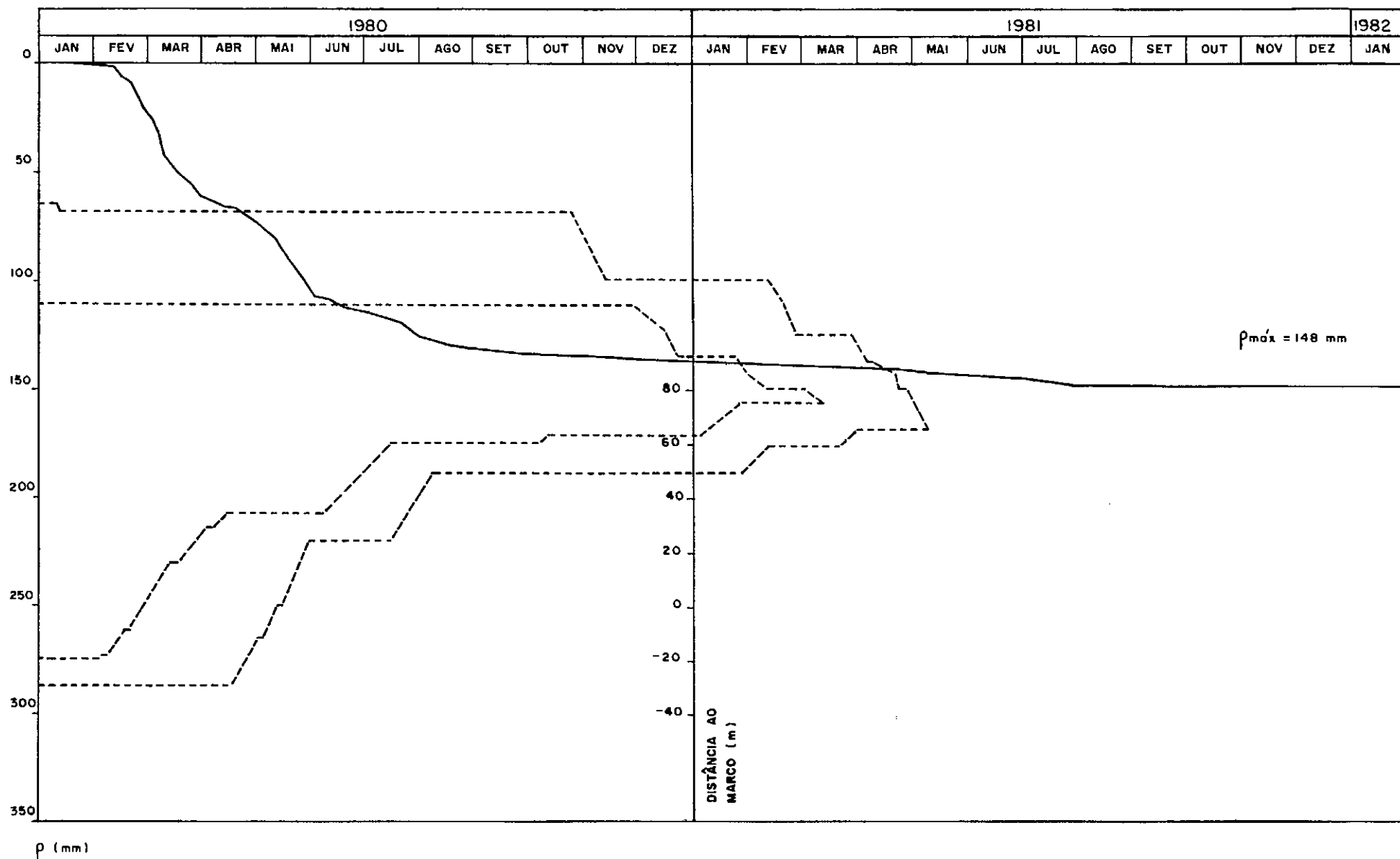


FIG. V, 2 - RECALQUE VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>2</sub>

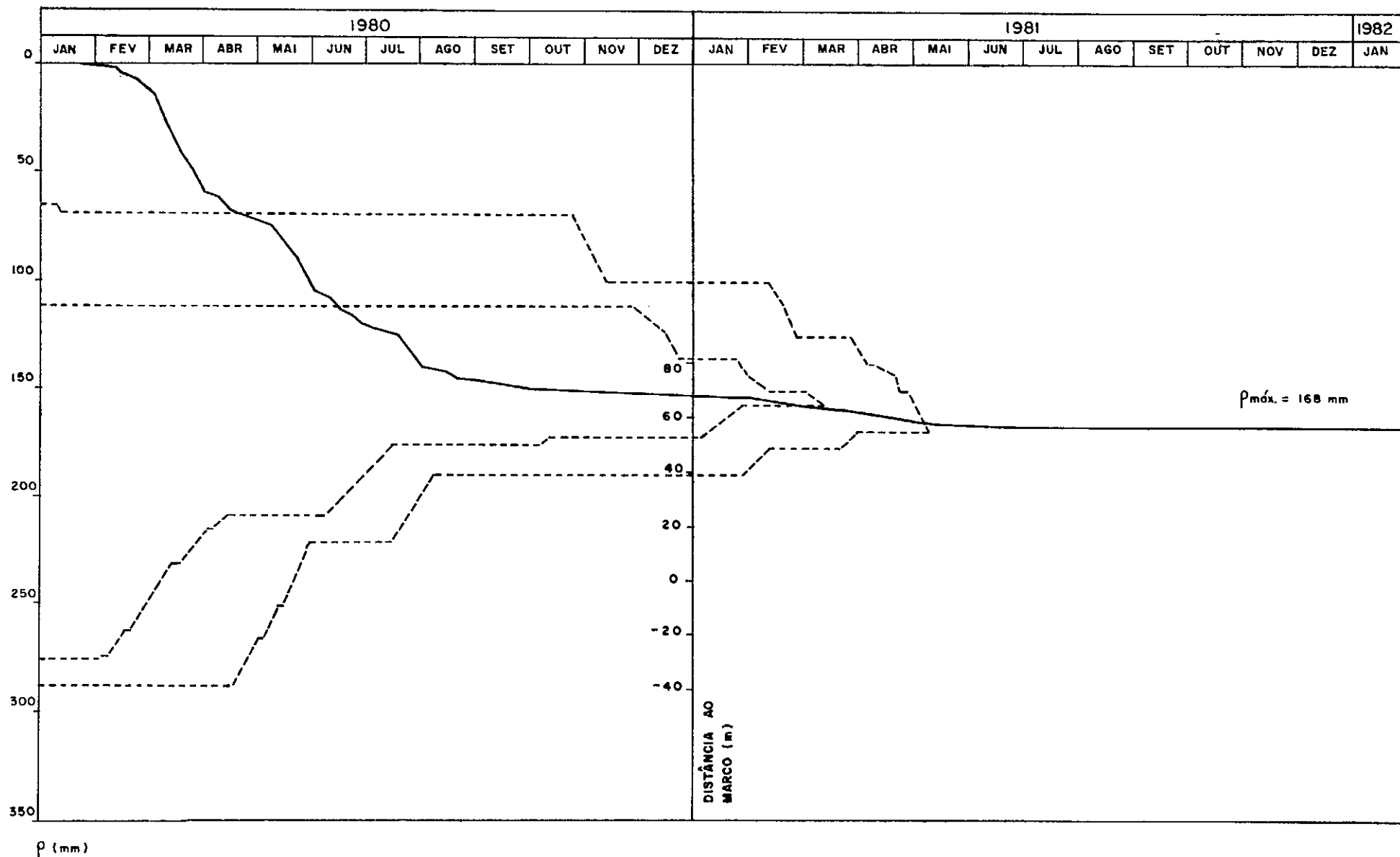


FIG.V.3 - RECALQUE VERSUS TEMPO — MARCO M<sub>3</sub>

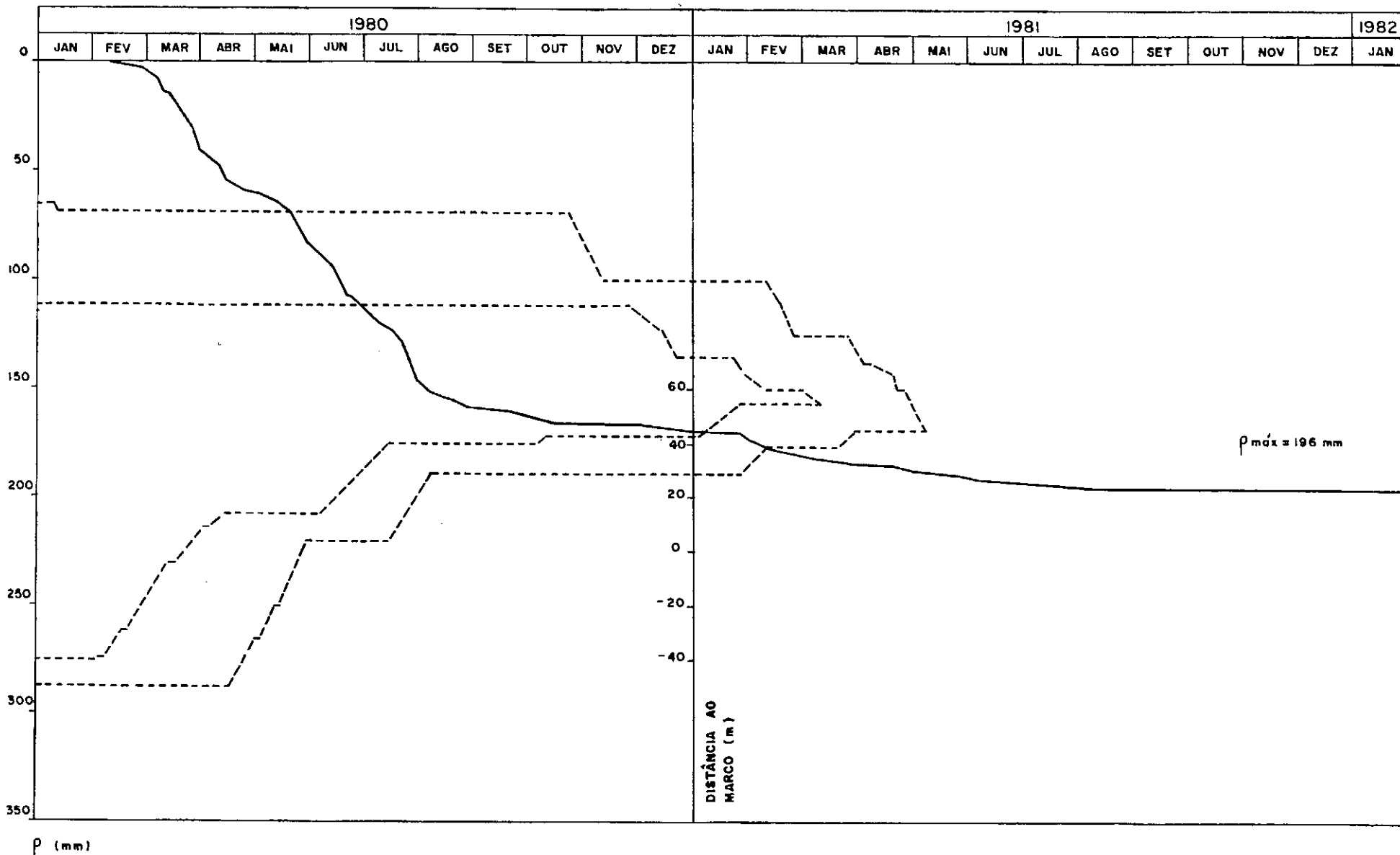


FIG. V. 4-RECALQUE VERSUS TEMPO — MARCO  $M_8$

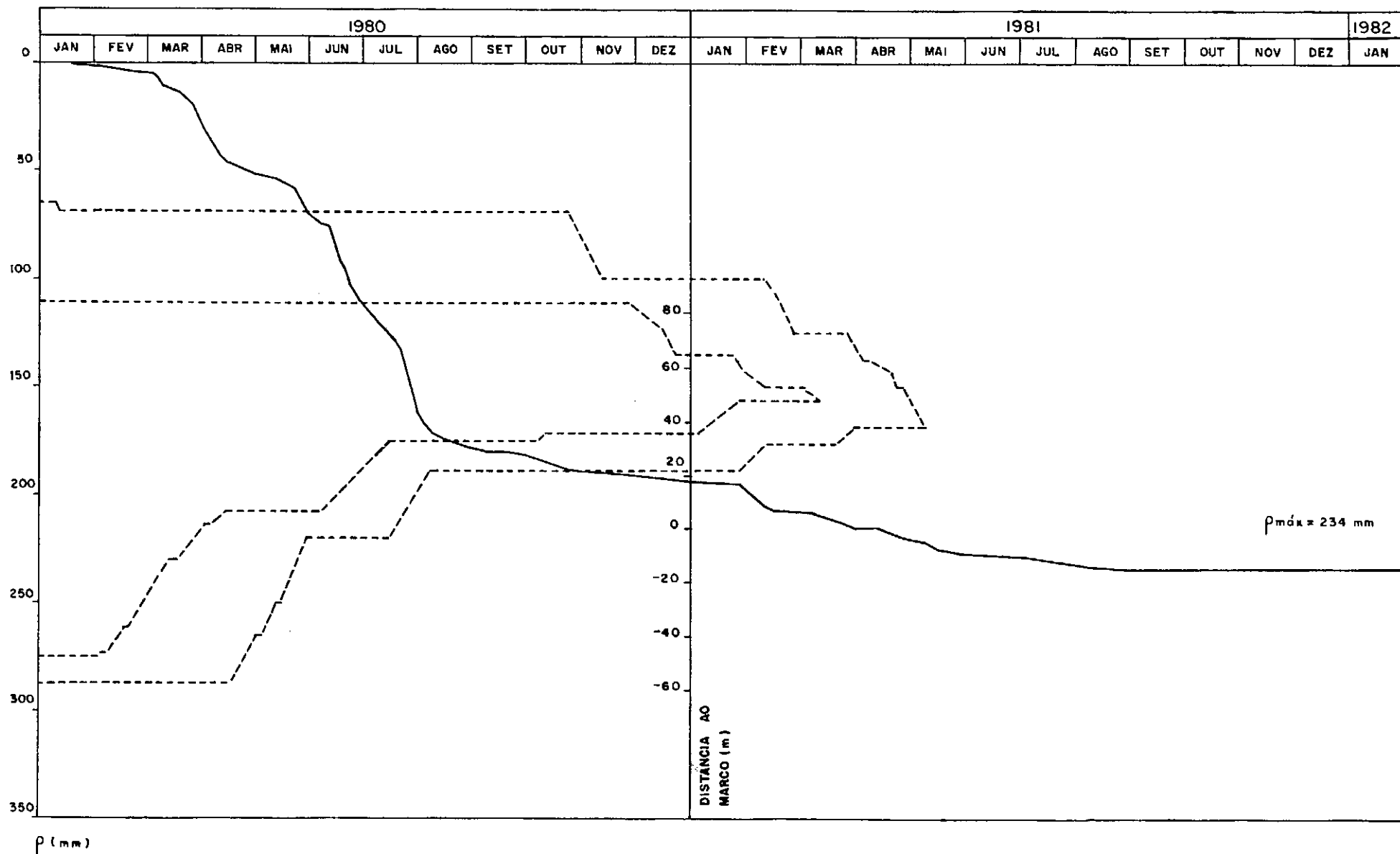


FIG. V.5 - RECALQUE VERSUS TEMPO — MARCO M<sub>13</sub>

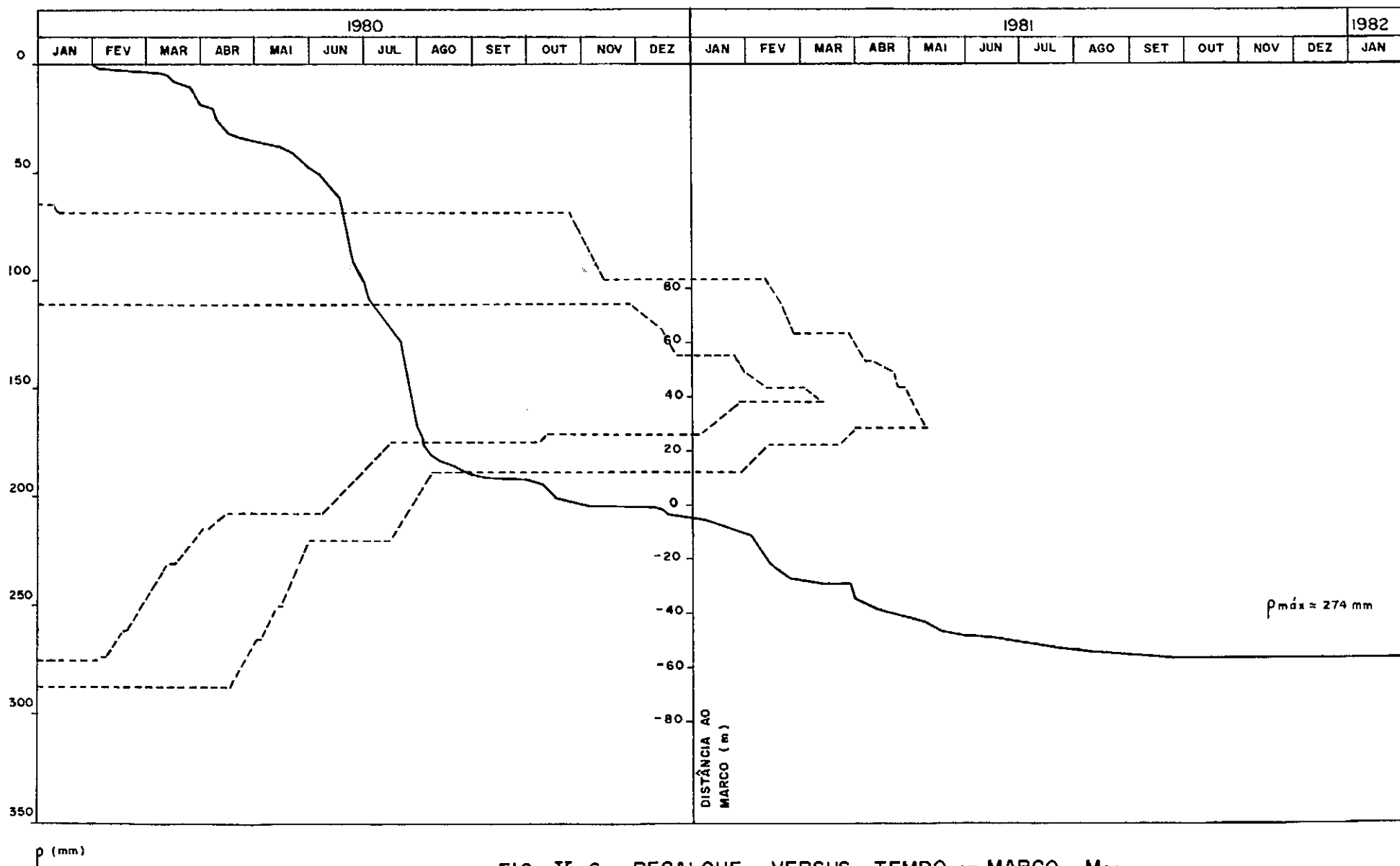


FIG. V.6 - RECALQUE VERSUS TEMPO — MARCO M<sub>14</sub>



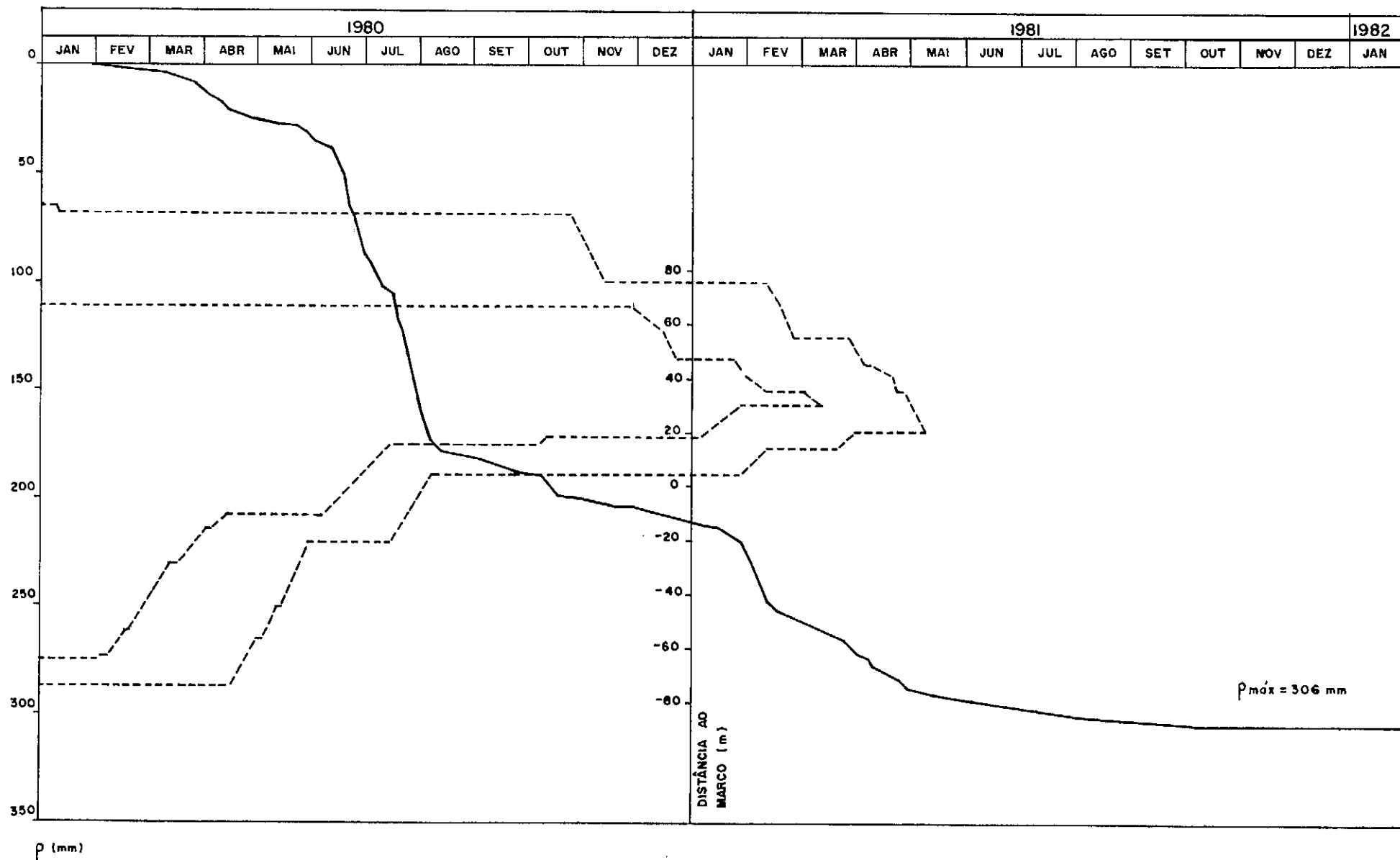


FIG. V. 7 - RECALQUE VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>19</sub>

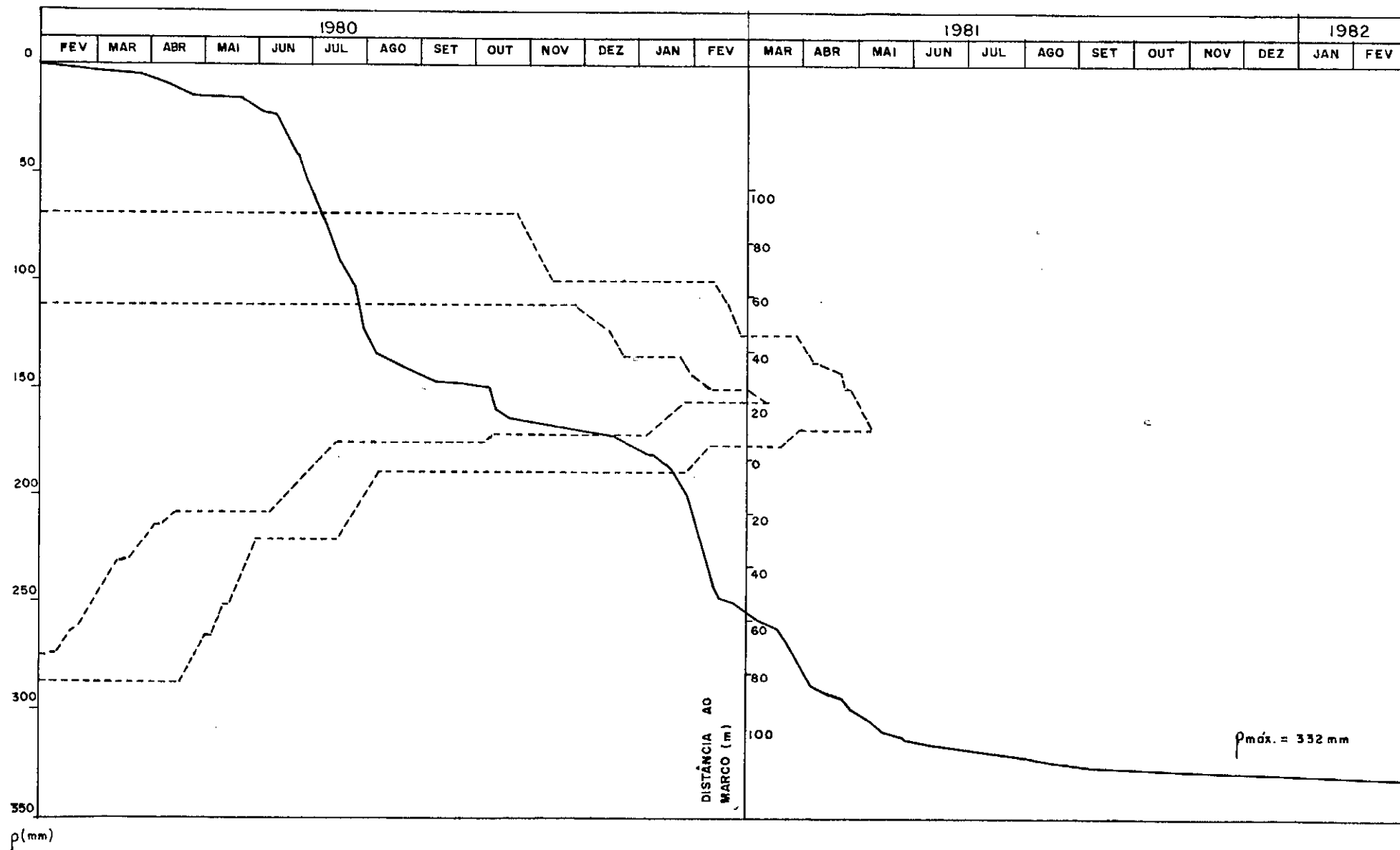


FIG. V. 8 - RECALQUE VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>24</sub>

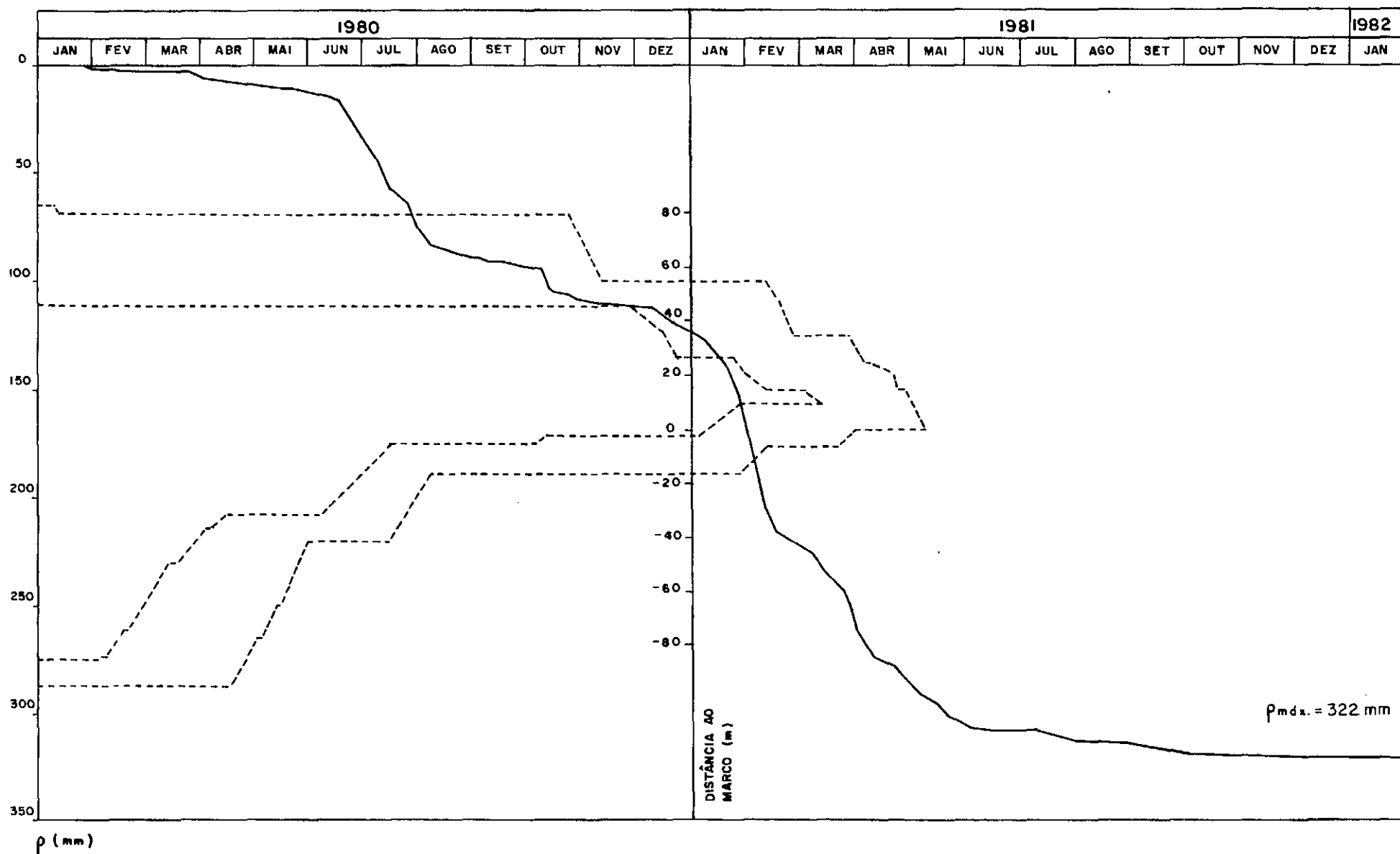


FIG. V. 9 - RECALQUE VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>28</sub>

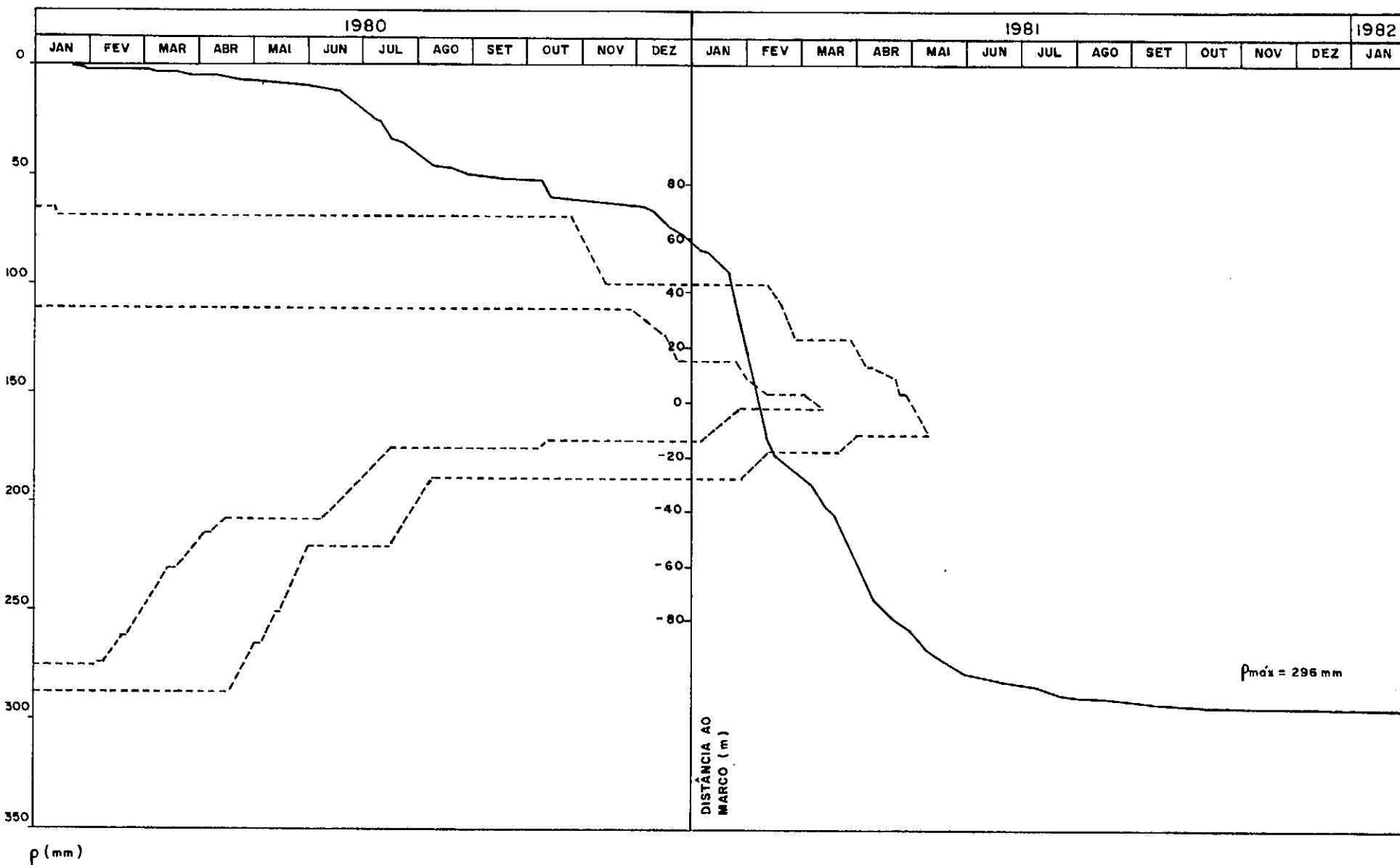


FIG.V.10 -RECALQUE VERSUS TEMPO — MARCO M<sub>35</sub>

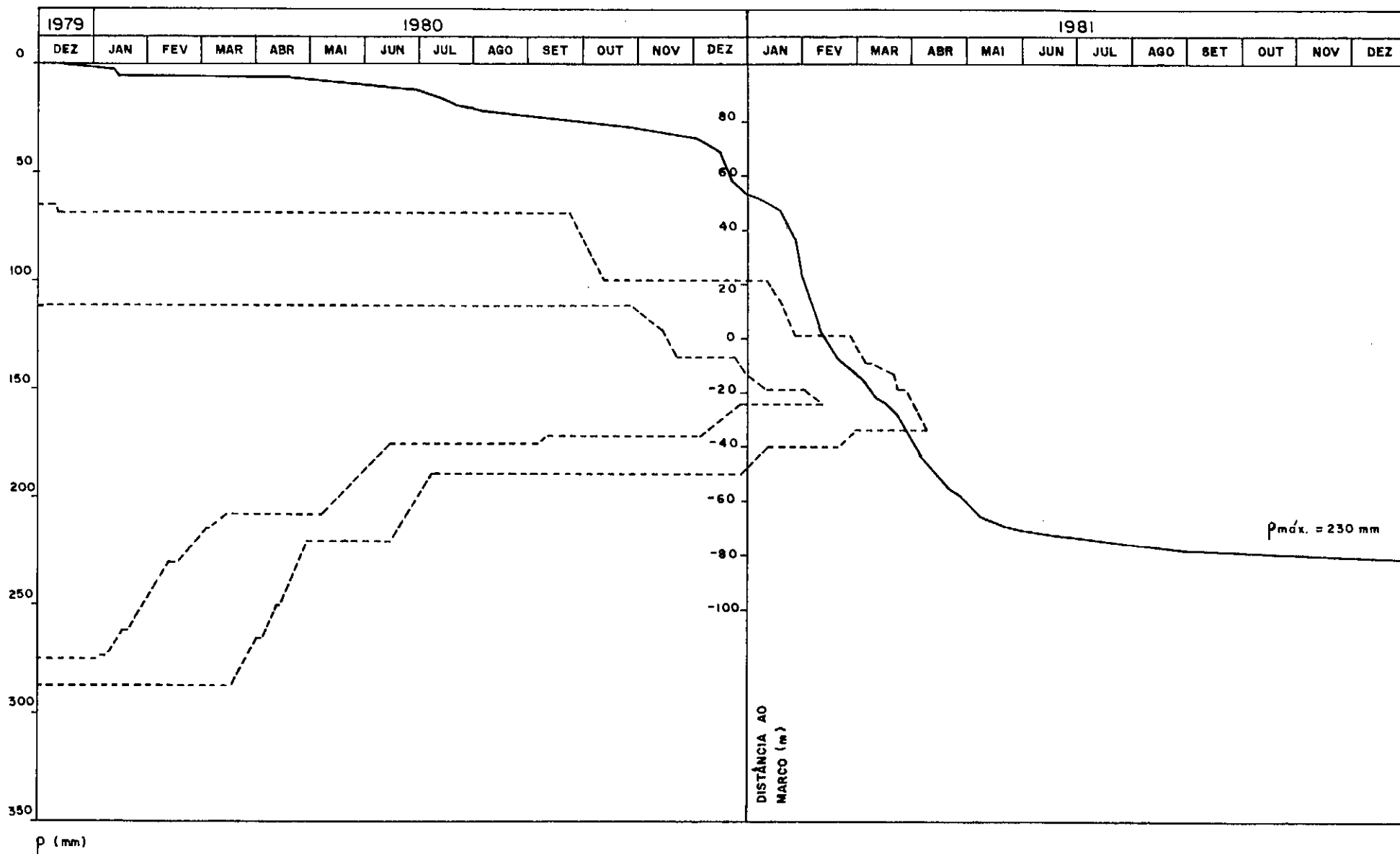


FIG. V. 11 - RECALQUE VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>42</sub>

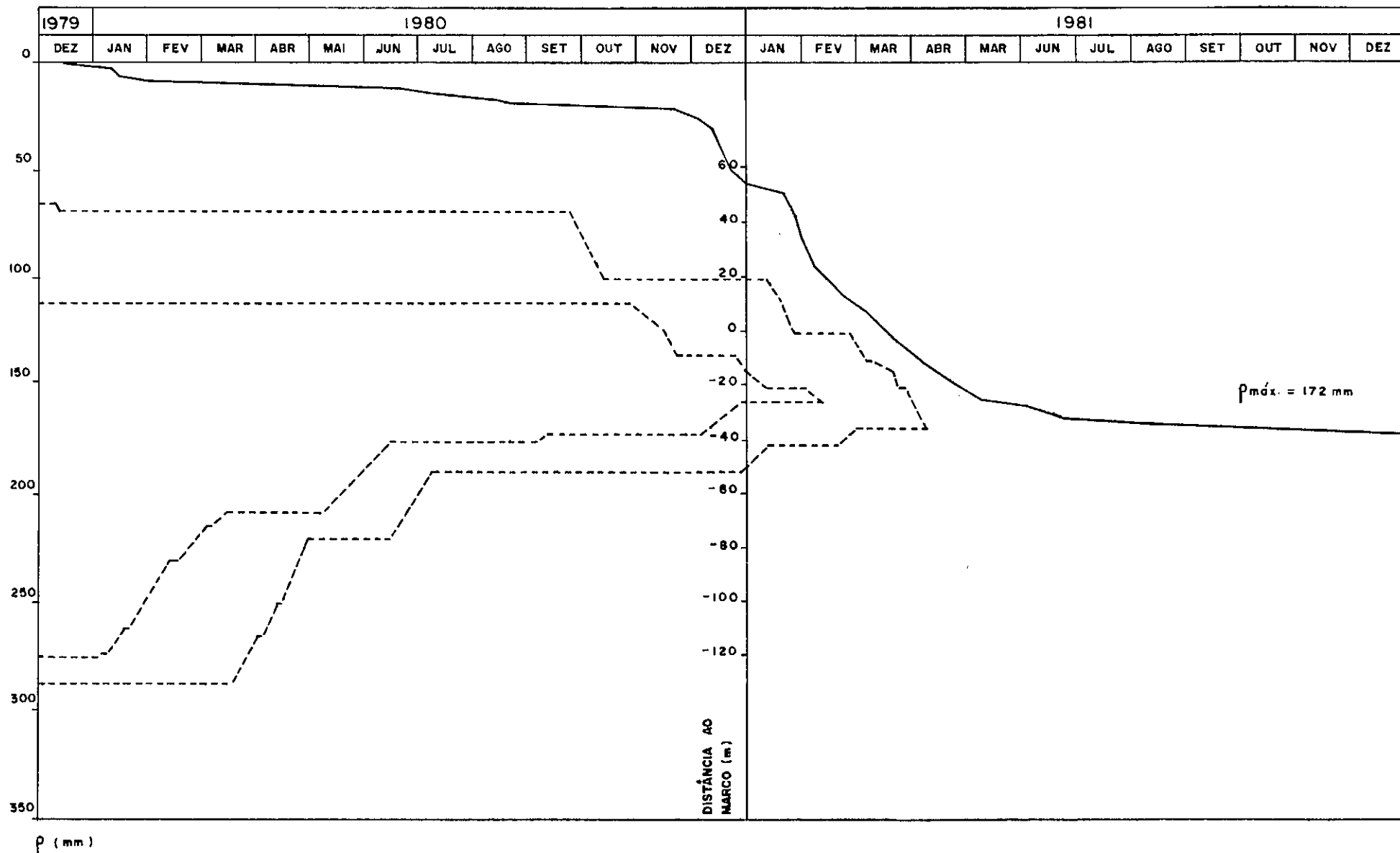


FIG. V. 12 - RECALQUE VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>49</sub>

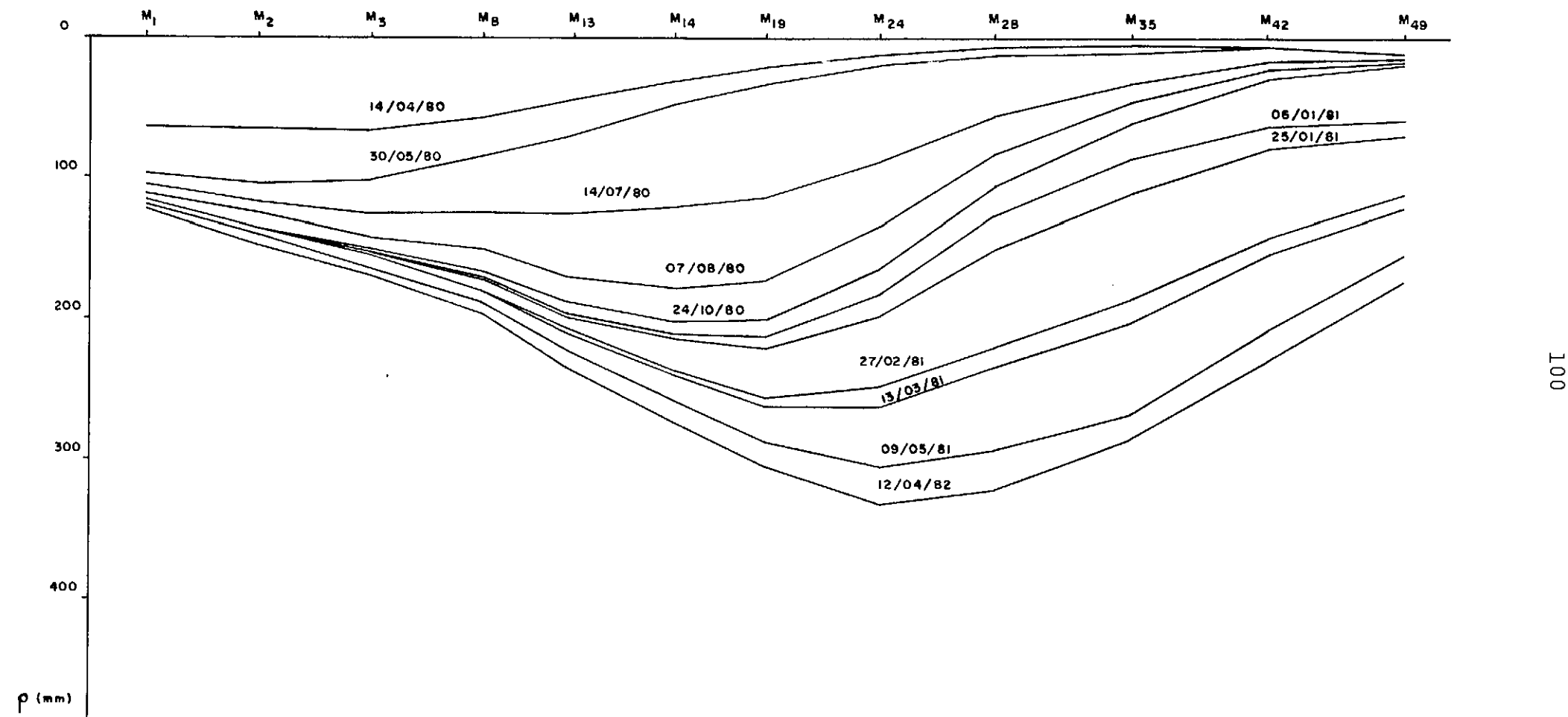


FIG. V. 13 - RECALQUE SUPERFICIAL VERSUS POSIÇÃO AO LONGO DO EIXO DO TÚNEL.

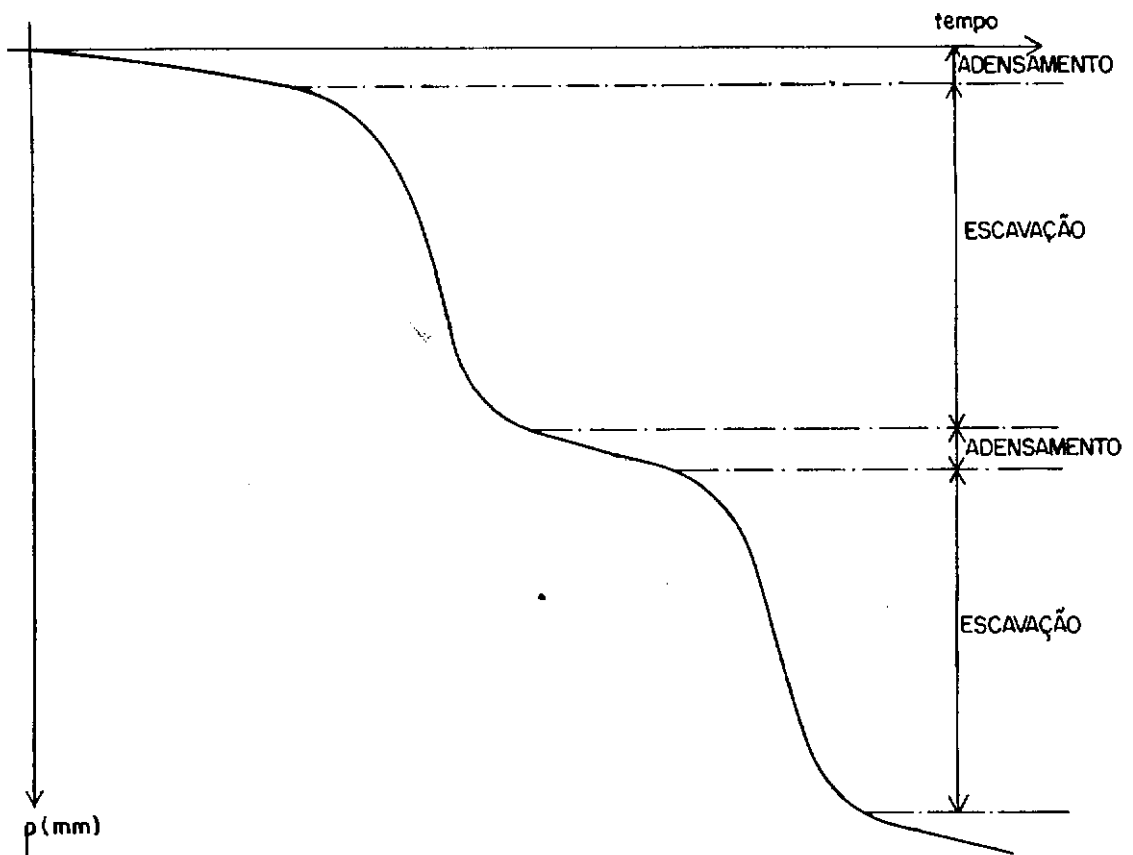


FIG. V.14. - RECALQUE DEVIDO À ESCAVAÇÃO E AO ADENSAMENTO.



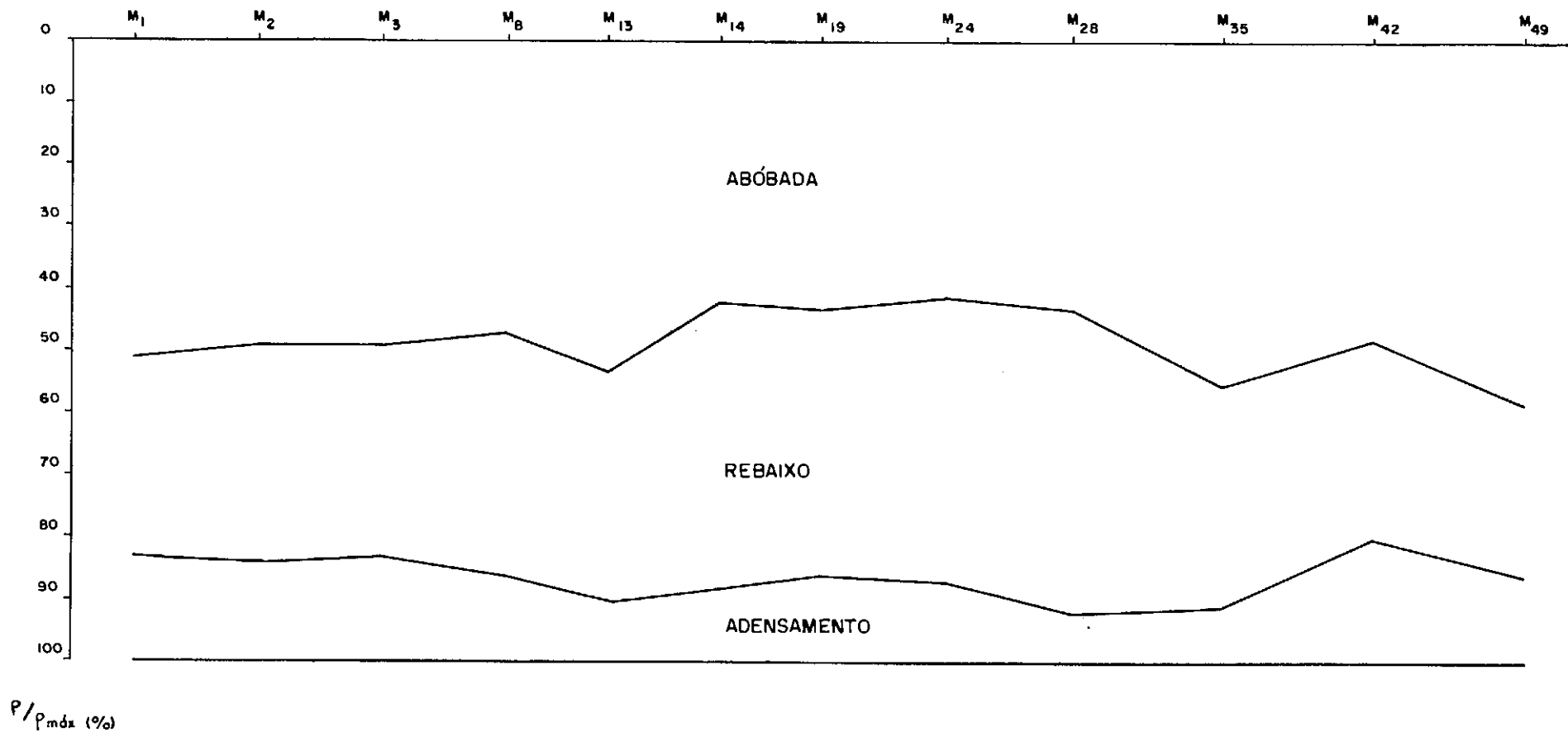
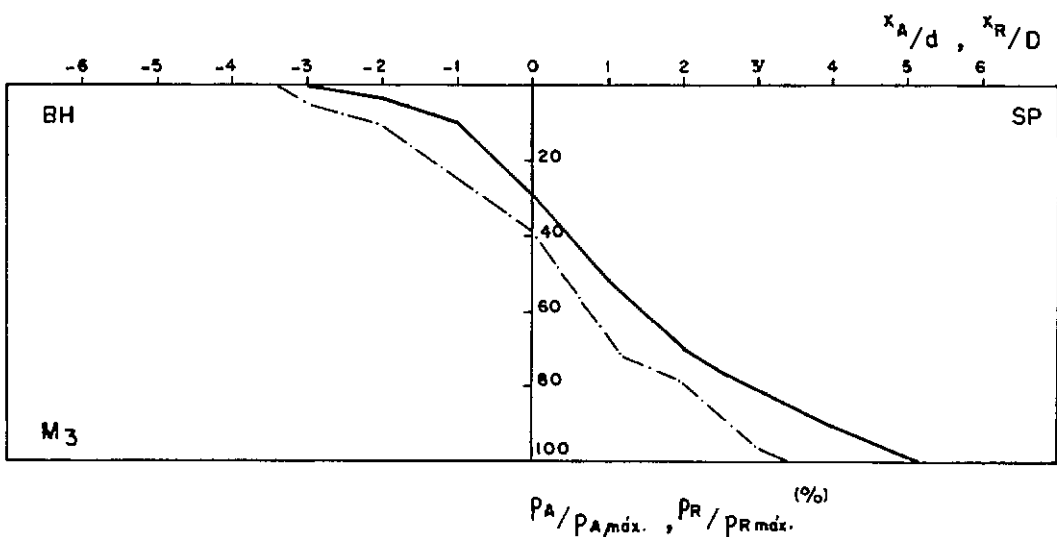
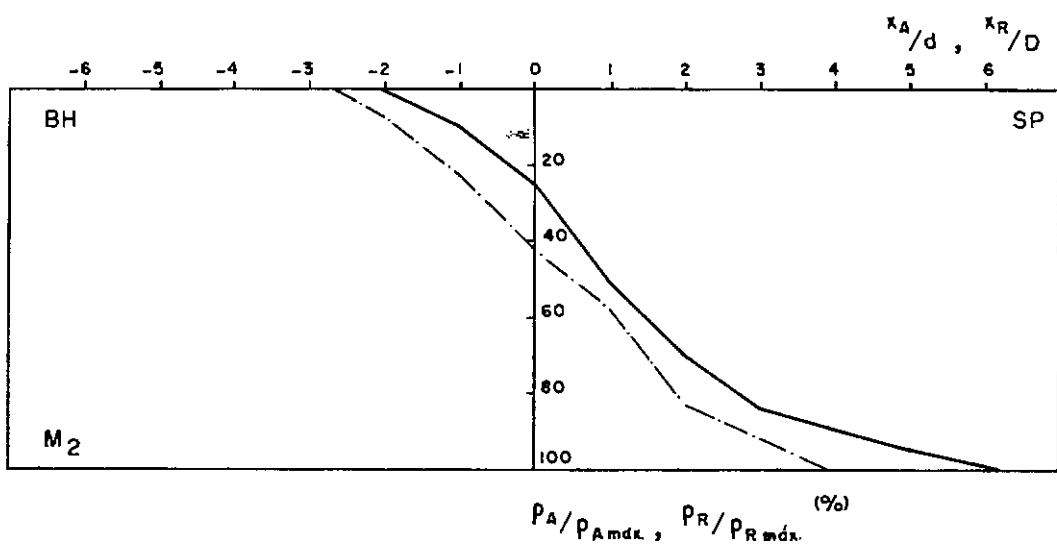
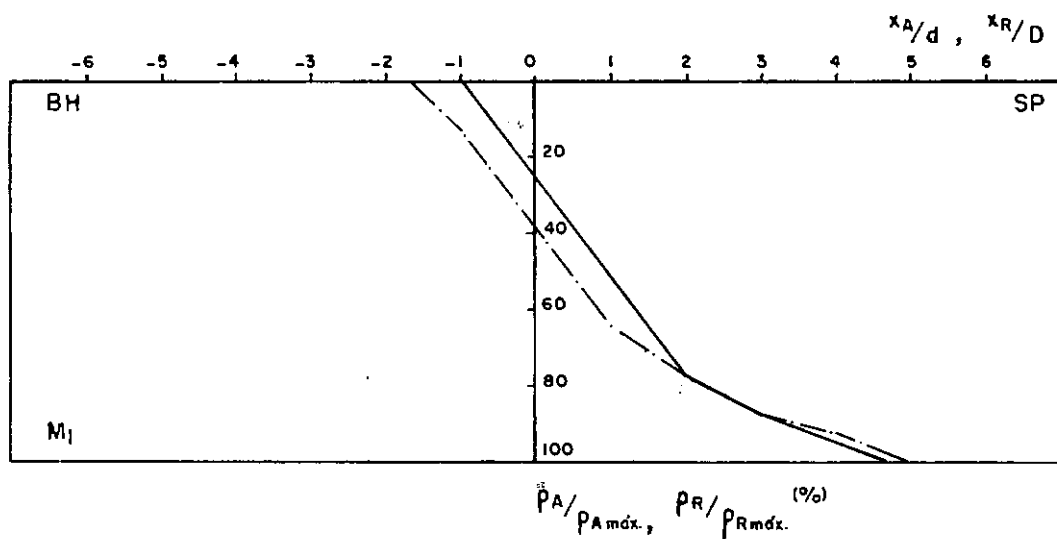
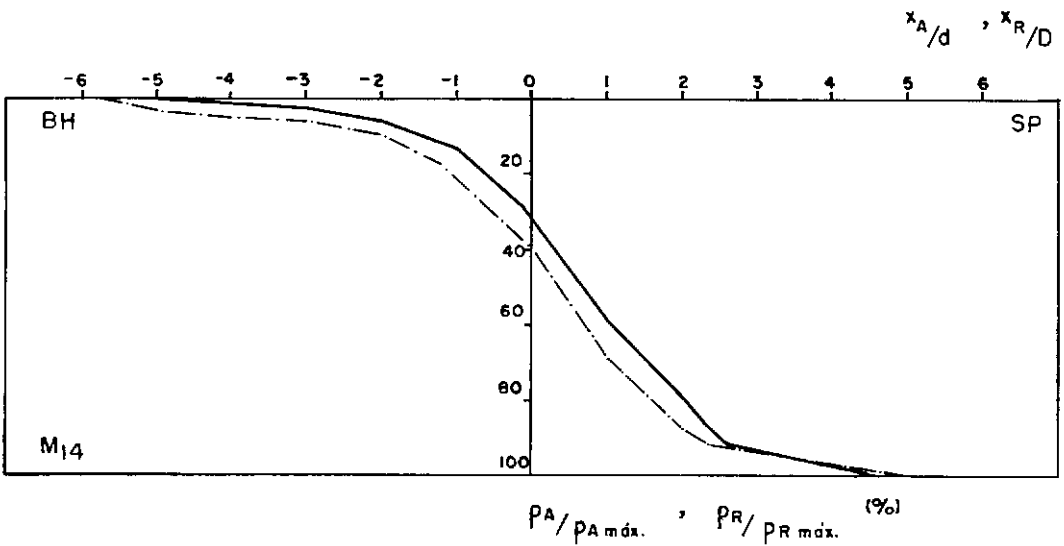
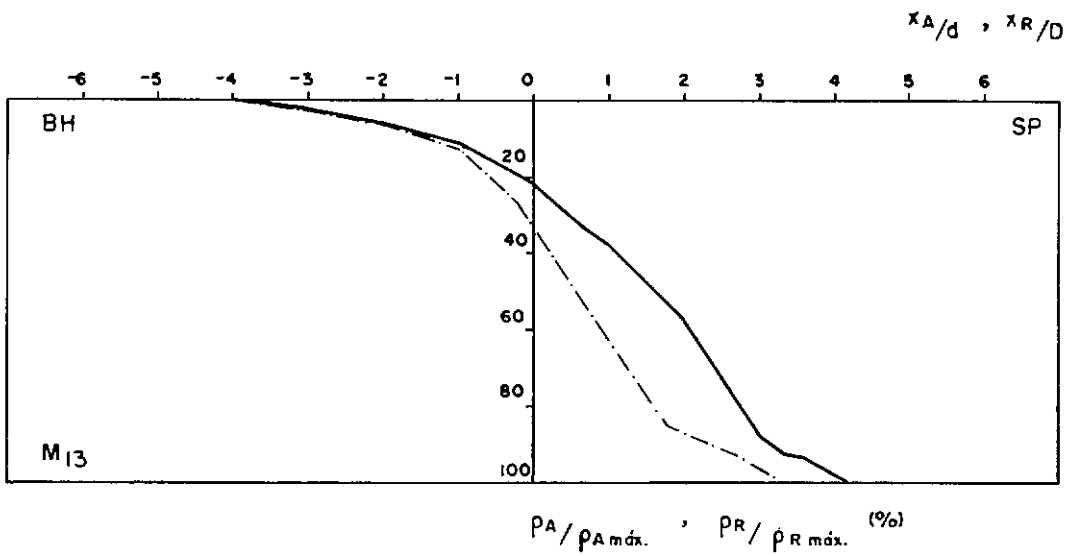
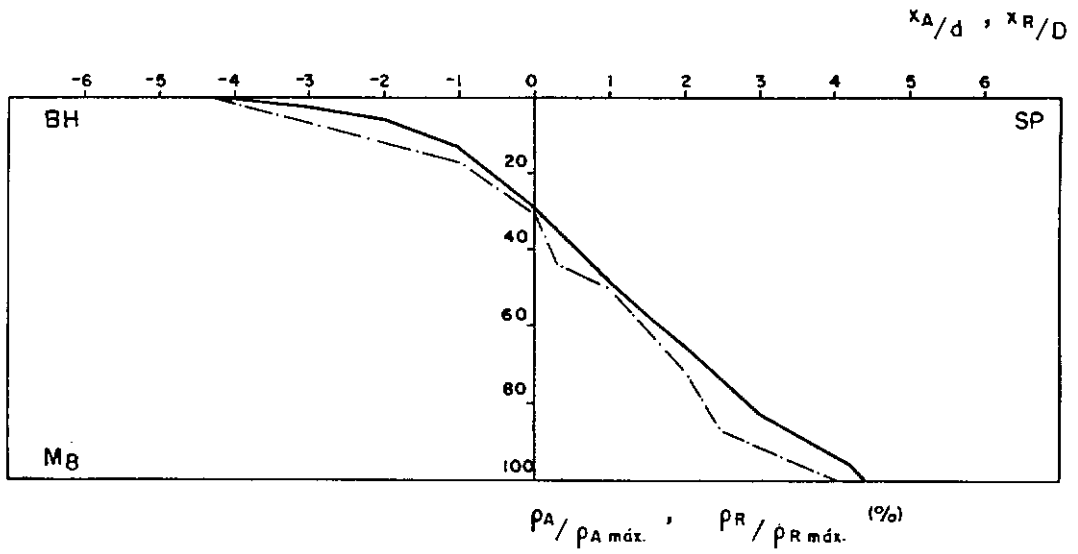


FIG.V.15 - RECALQUES PERCENTUAIS CORRESPONDENTES A CADA FONTE MEDIDOS NOS MARCOS SUPERFICIAIS AO LONGO DO EIXO DO TÚNEL.



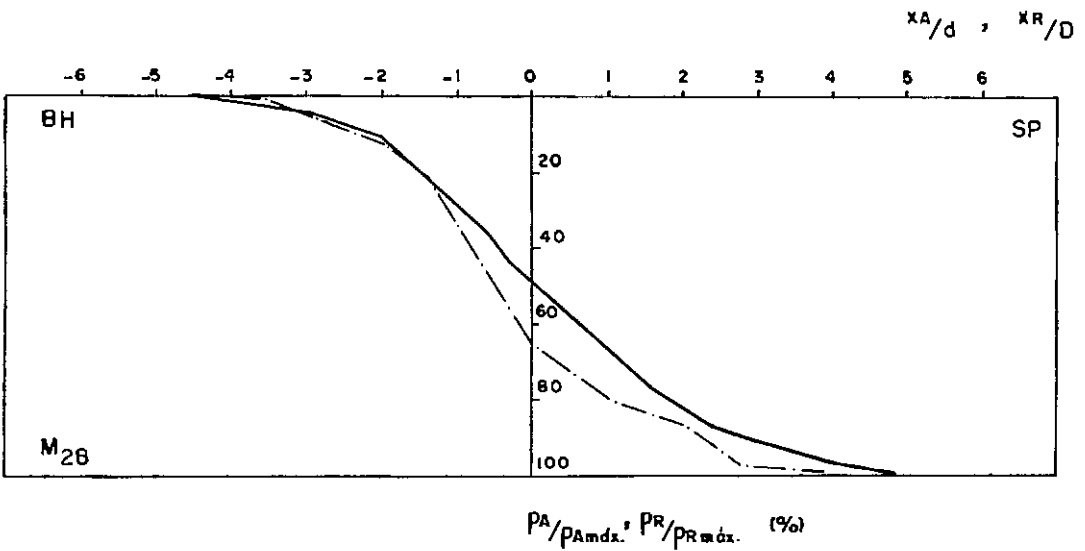
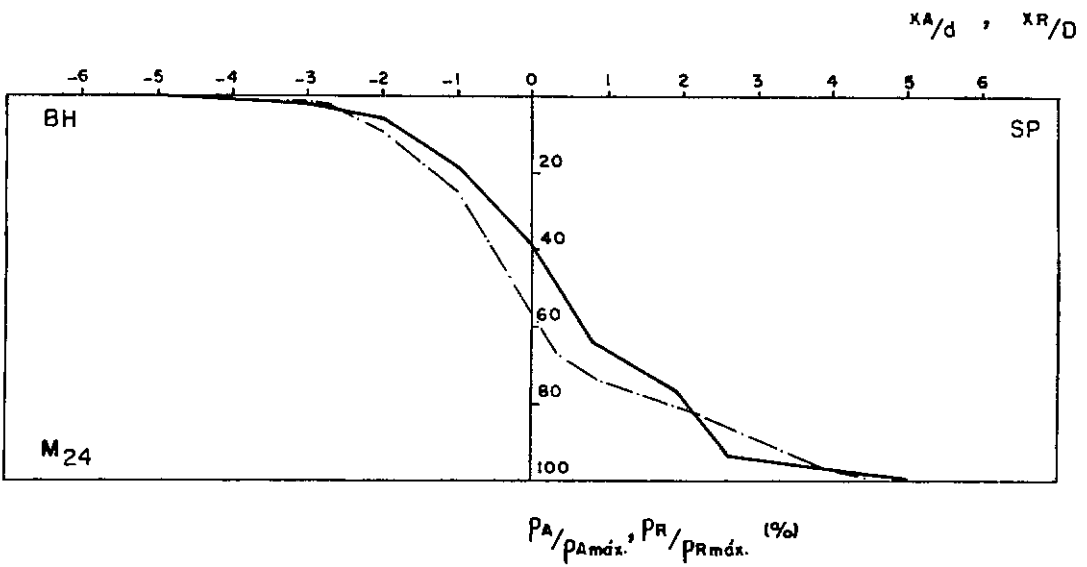
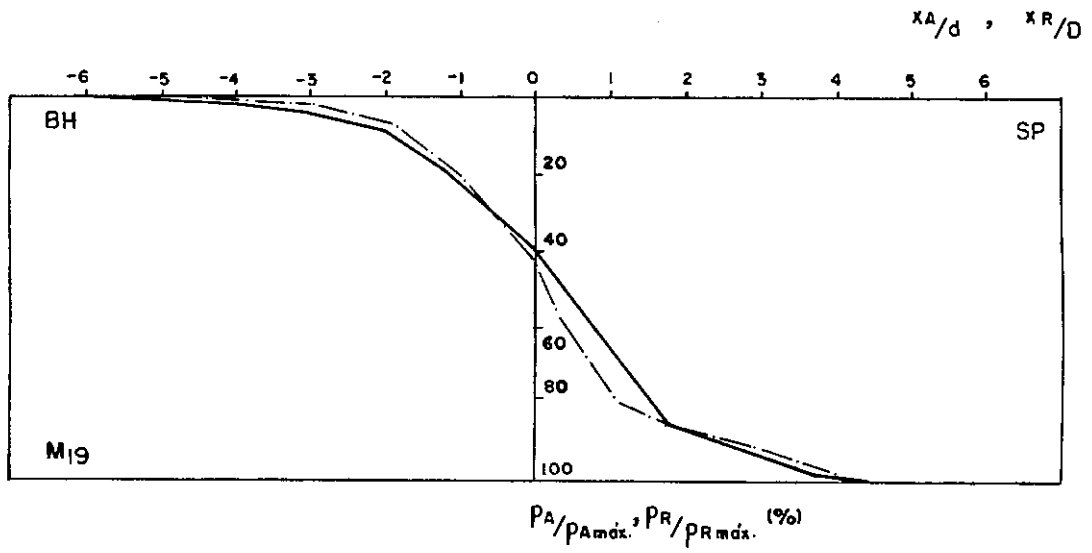
— ABÓBADA  
 - - - REBAIXO

FIG. V. 16- RECALQUE MEDIDO VERSUS DISTÂNCIA À FRENTE



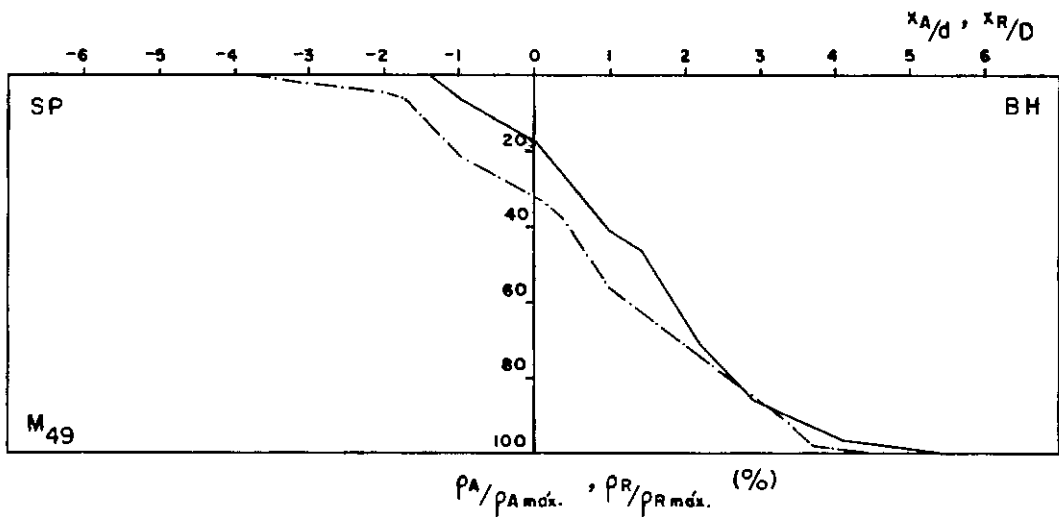
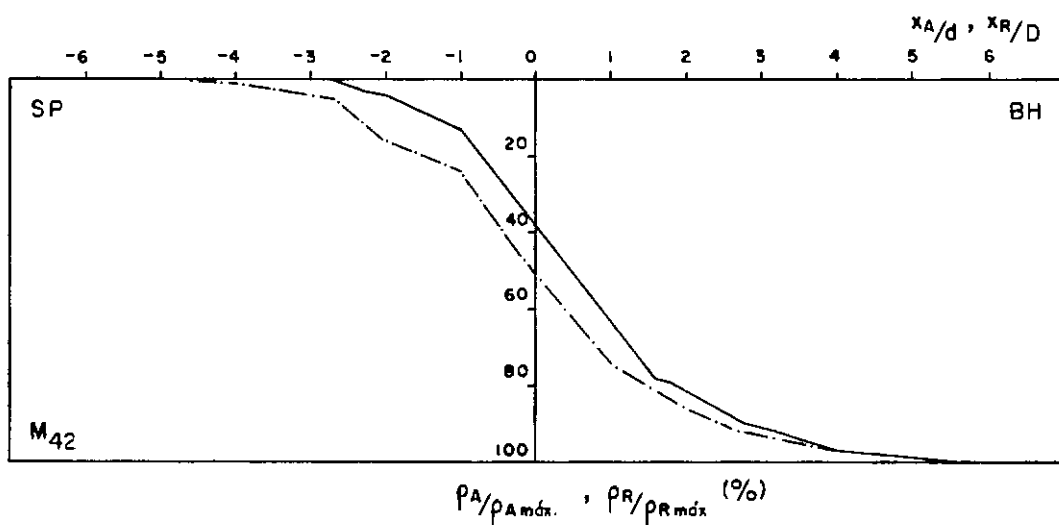
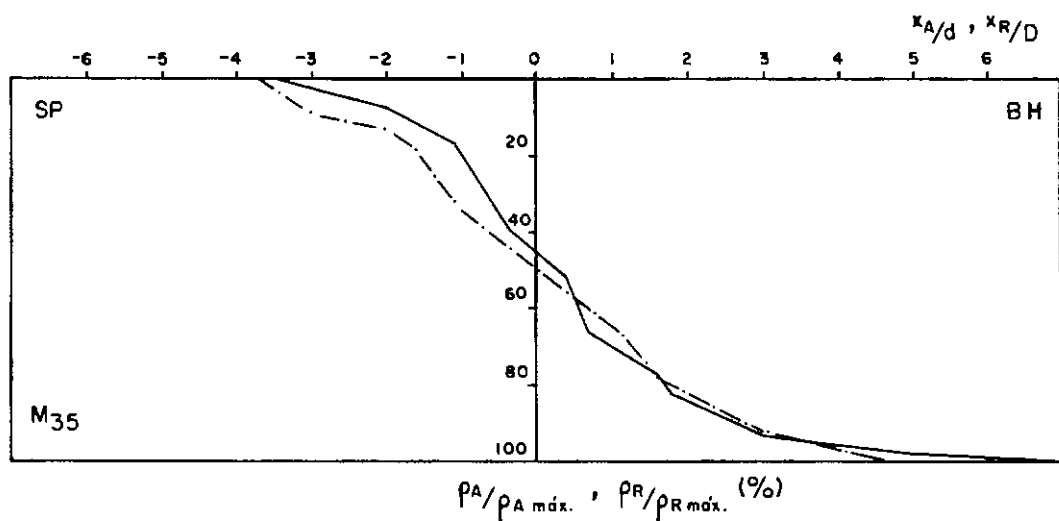
—— ABÓBADA  
 - - - - REBAIXO

FIG.V.16 - RECALQUE MEDIDO VERSUS DISTÂNCIA À FRENTE.



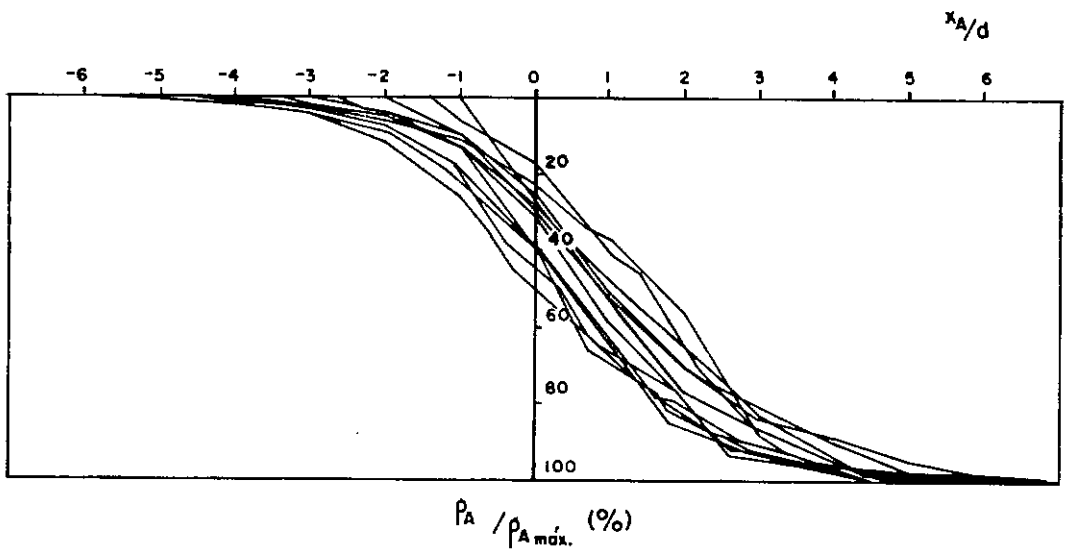
— ABÓBADA  
 - - - REBAIXO

FIG.V.16-RECALQUE MEDIDO VERSUS DISTÂNCIA À FRENTE.

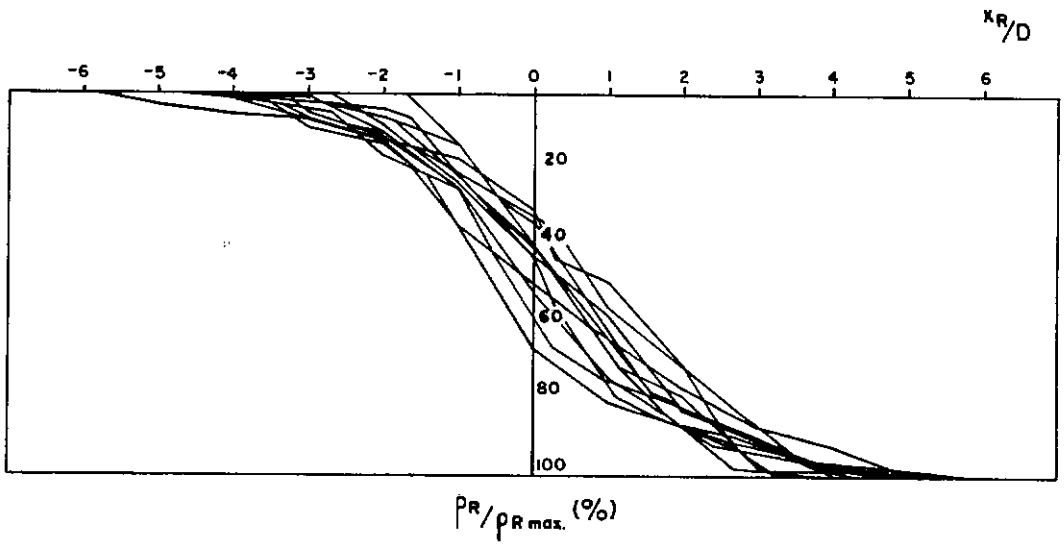


—— ABÓBADA  
 - - - - REBAIXO

FIG. V.16 - RECALQUE MEDIDO VERSUS DISTÂNCIA À FRENTE.

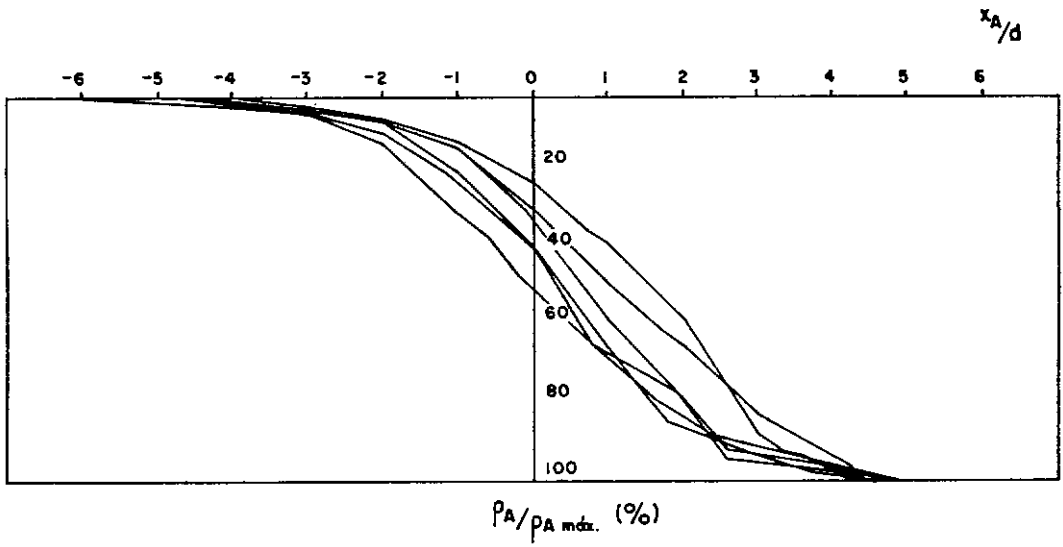


a) abóbada

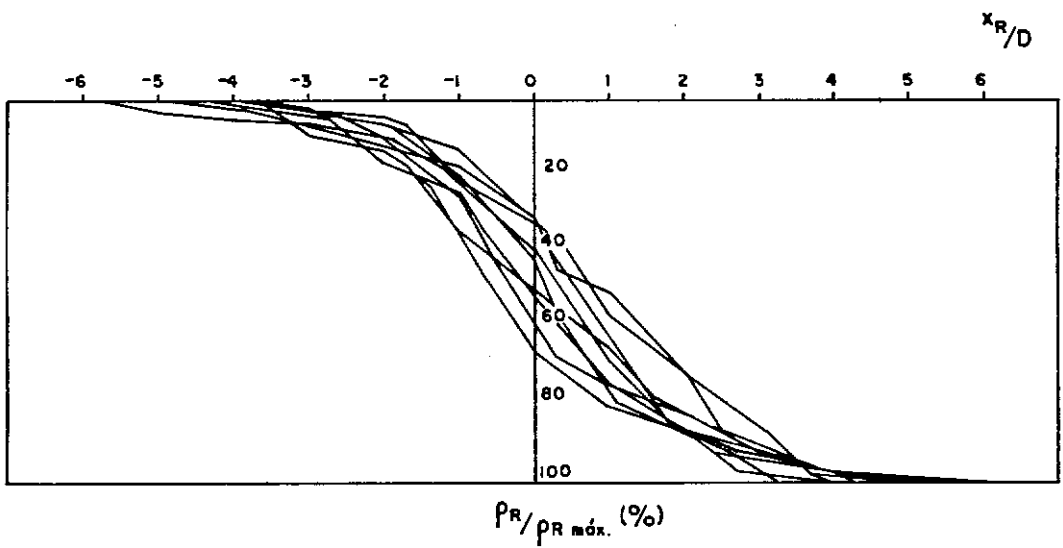


b) rebaixo

FIG. V.17 - FAIXA DE RECALQUES MEDIDOS VERSUS DISTÂNCIA À FRENTE.

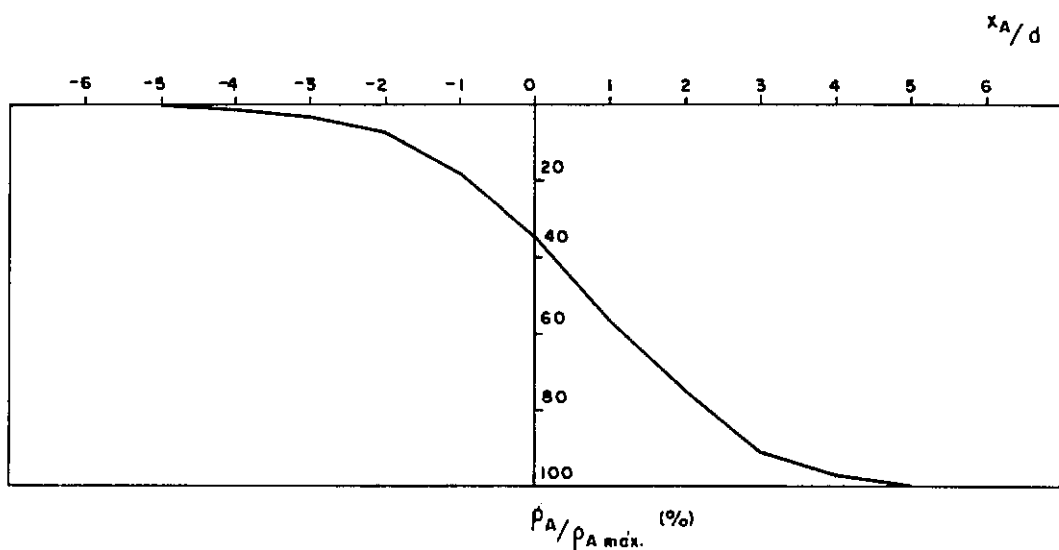


a) abóbada

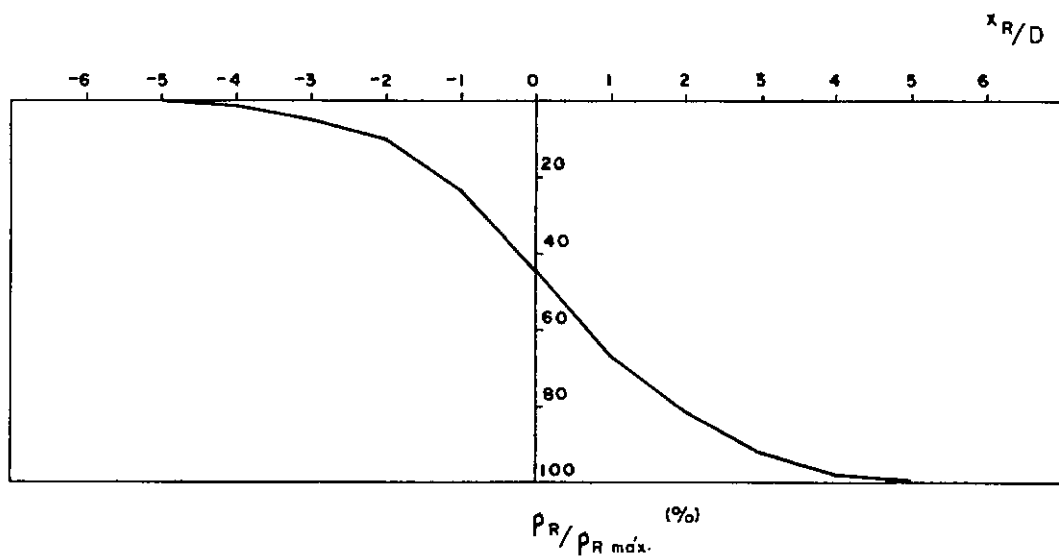


b) rebaixo

FIG.V.18 - FAIXA DE RECALQUES MEDIDOS EXPURGADA  
VERSUS DISTÂNCIA À FRENTE.



a) abóbada



b) rebaixo

FIG. V. 19 - RECALQUE SUPERFICIAL MÉDIO VERSUS DISTÂNCIA À FRENTE.



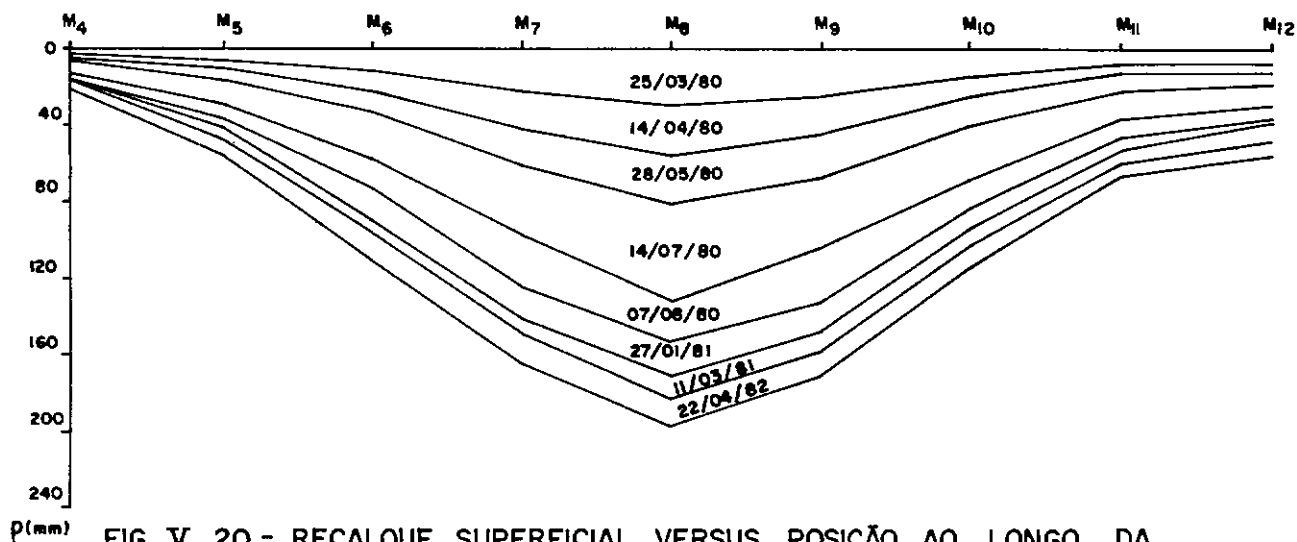


FIG. V. 20 - RECALQUE SUPERFICIAL VERSUS POSIÇÃO AO LONGO DA SEÇÃO TRANSVERSAL - ESTACA 6218 + 5,00.

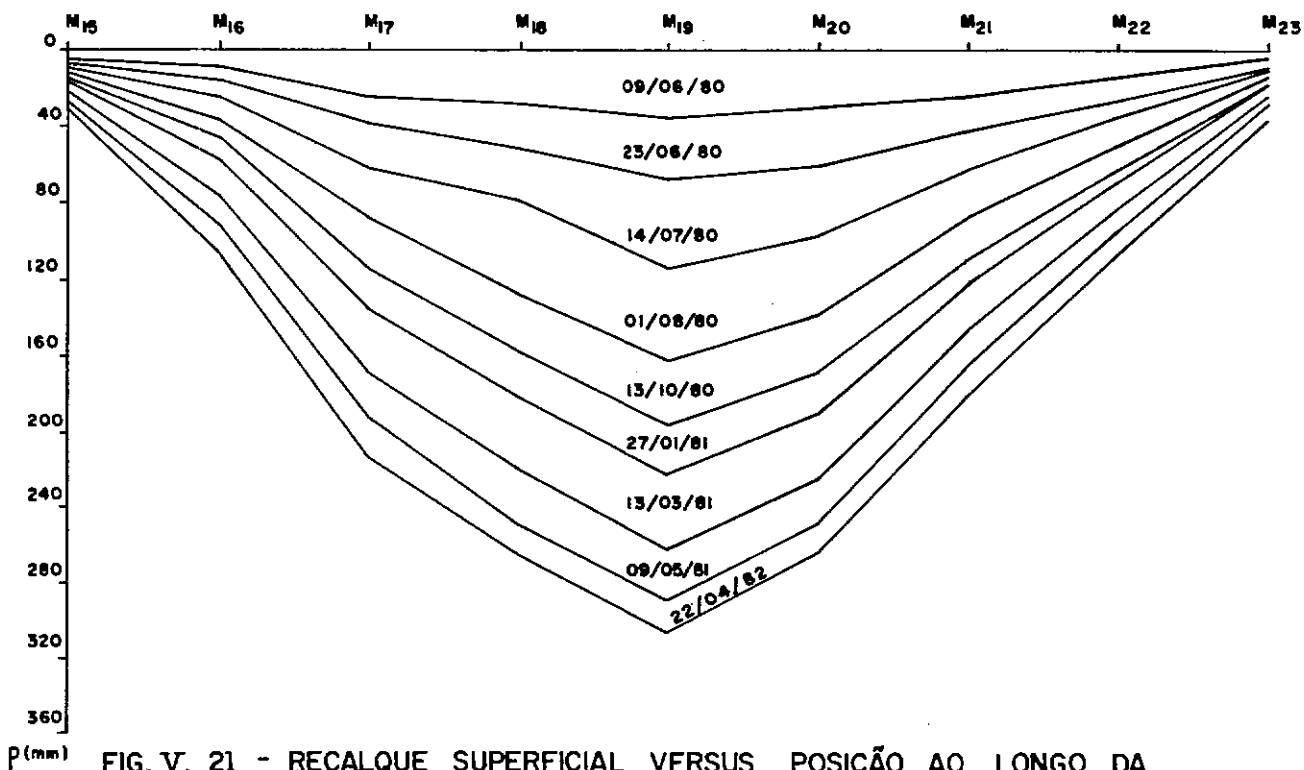
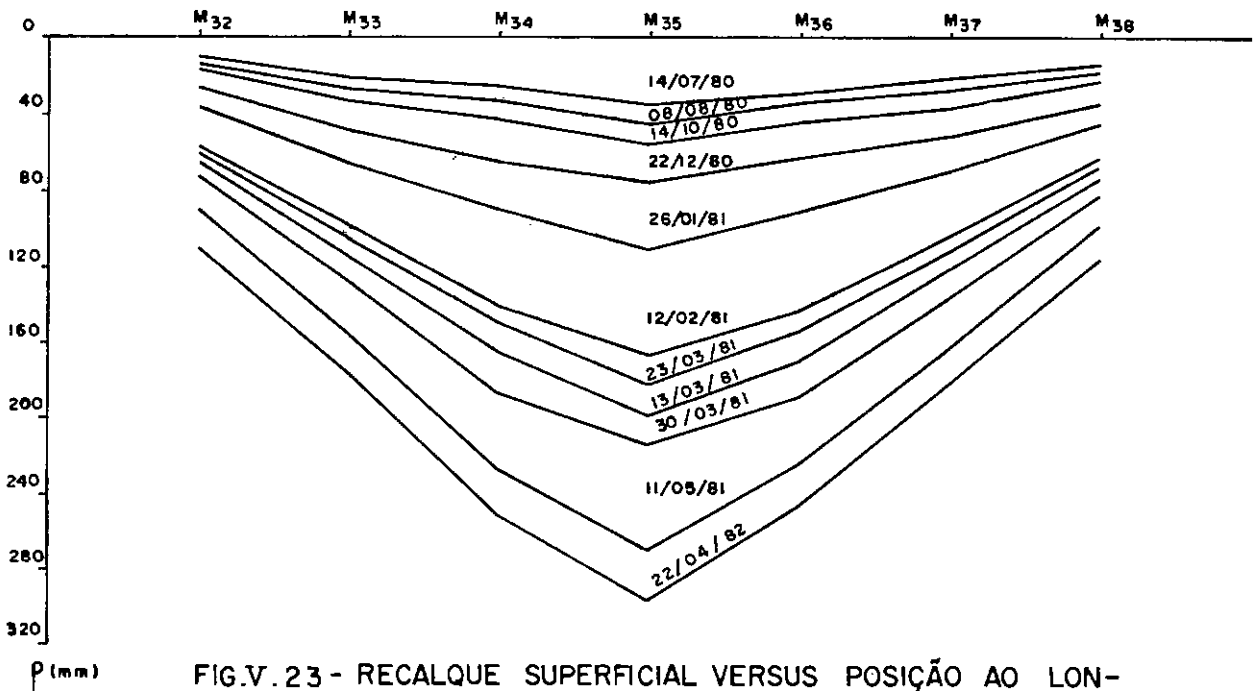
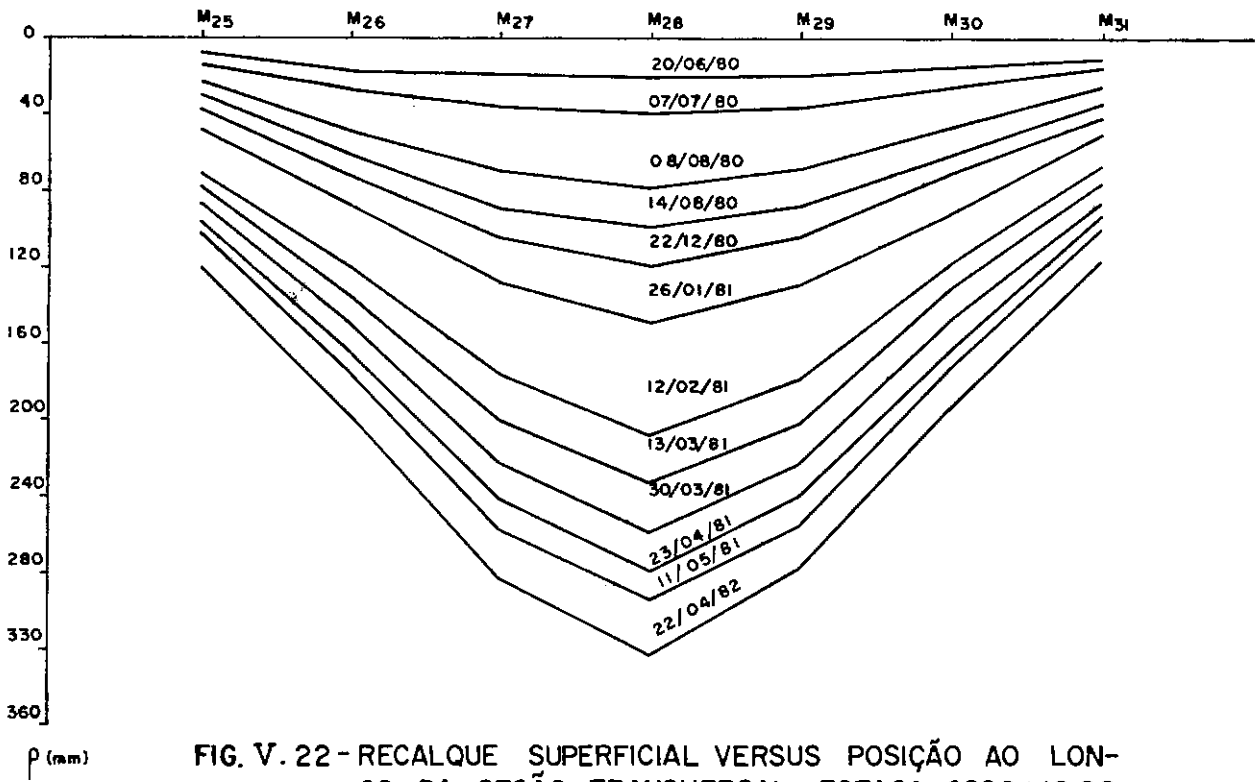


FIG. V. 21 - RECALQUE SUPERFICIAL VERSUS POSIÇÃO AO LONGO DA SEÇÃO TRANSVERSAL - ESTACA 6219 + 10,00.



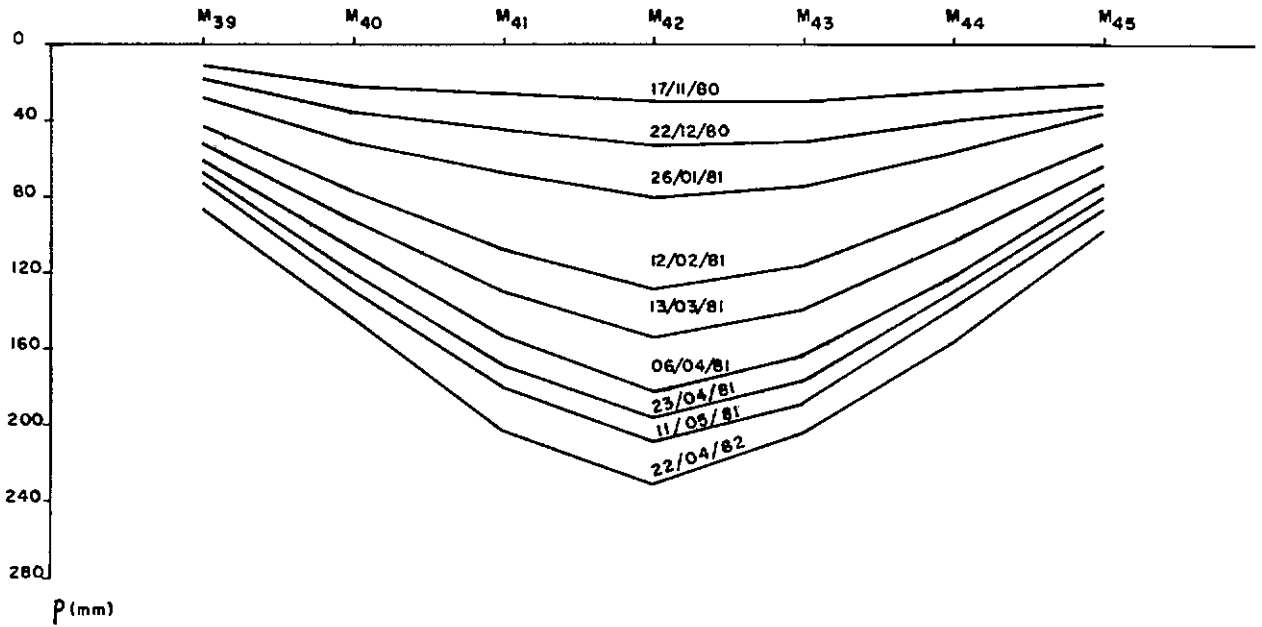


FIG.V.24 - RECALQUE SUPERFICIAL VERSUS POSIÇÃO AO LONGO DA SEÇÃO TRANSVERSAL — ESTACA 6221 + 14,00

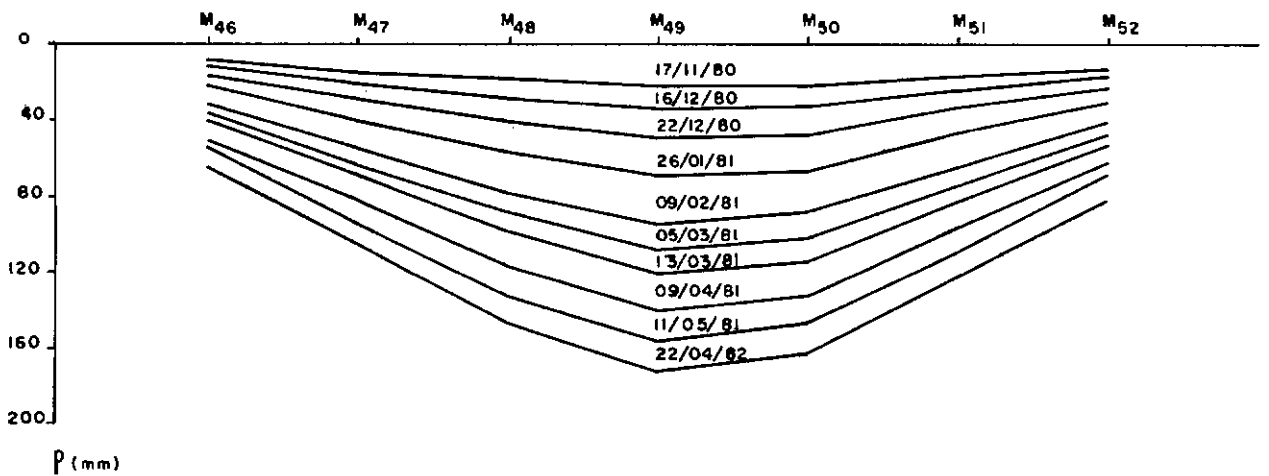
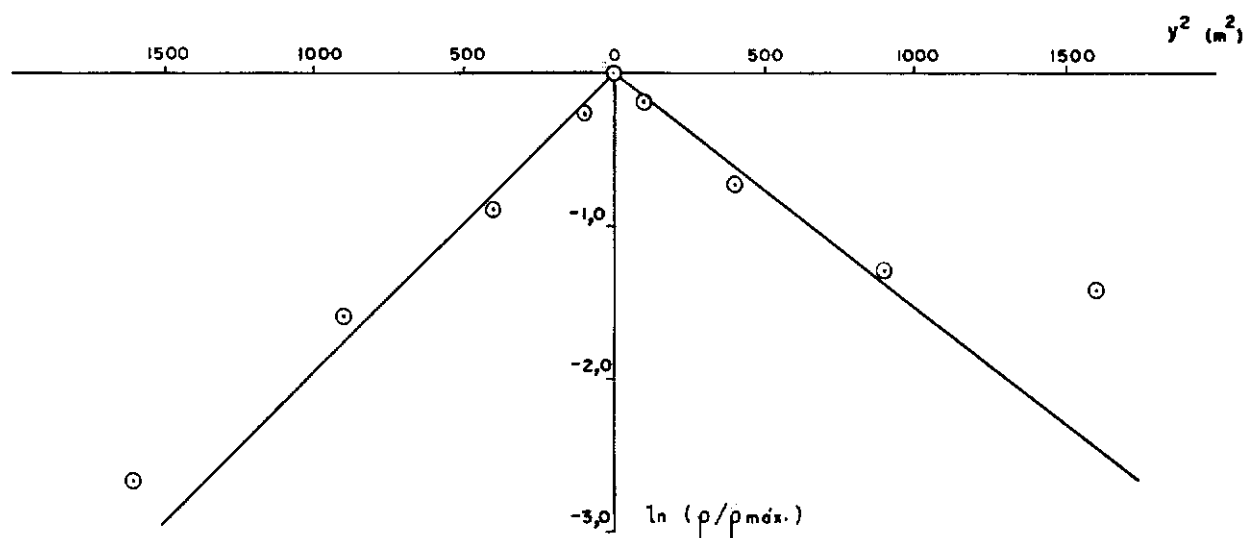
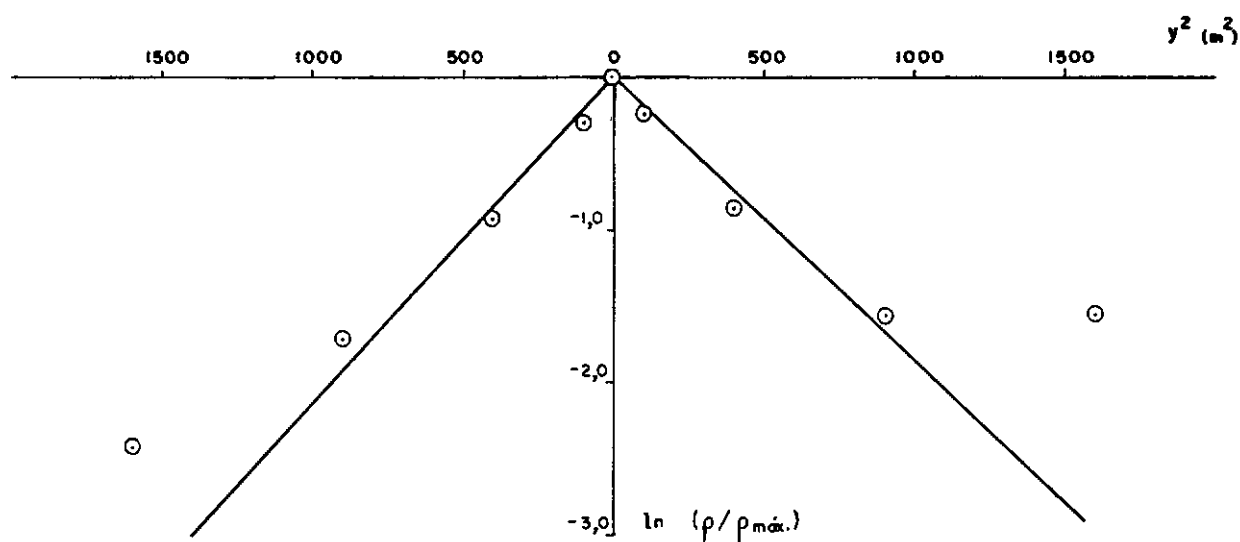


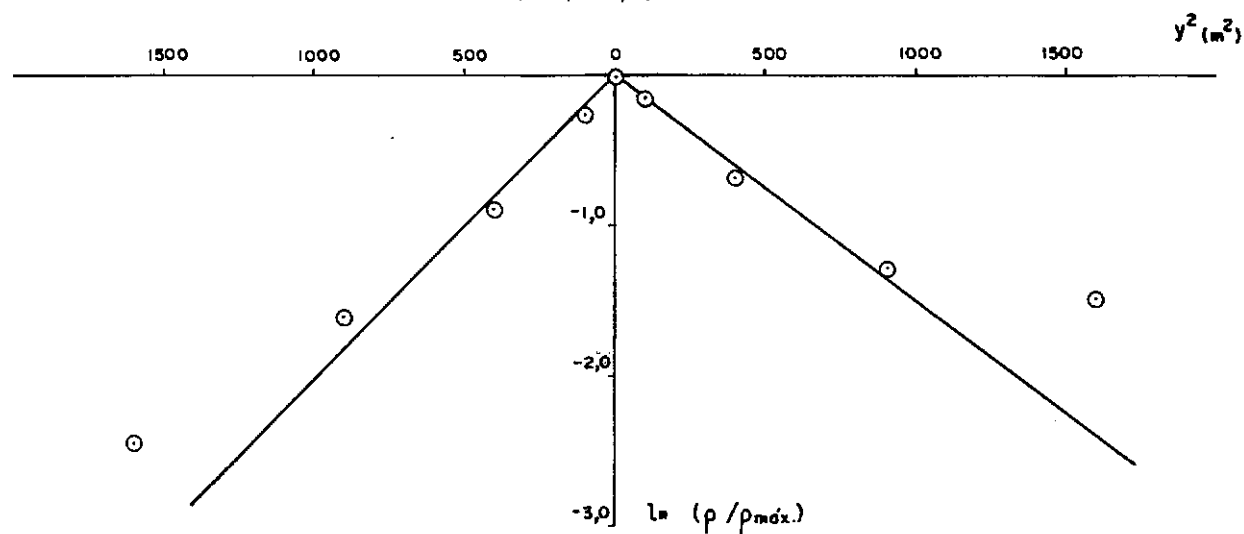
FIG. V. 25 - RECALQUE SUPERFICIAL VERSUS POSIÇÃO AO LONGO DA SEÇÃO TRANSVERSAL — ESTACA 6222 + 6,00



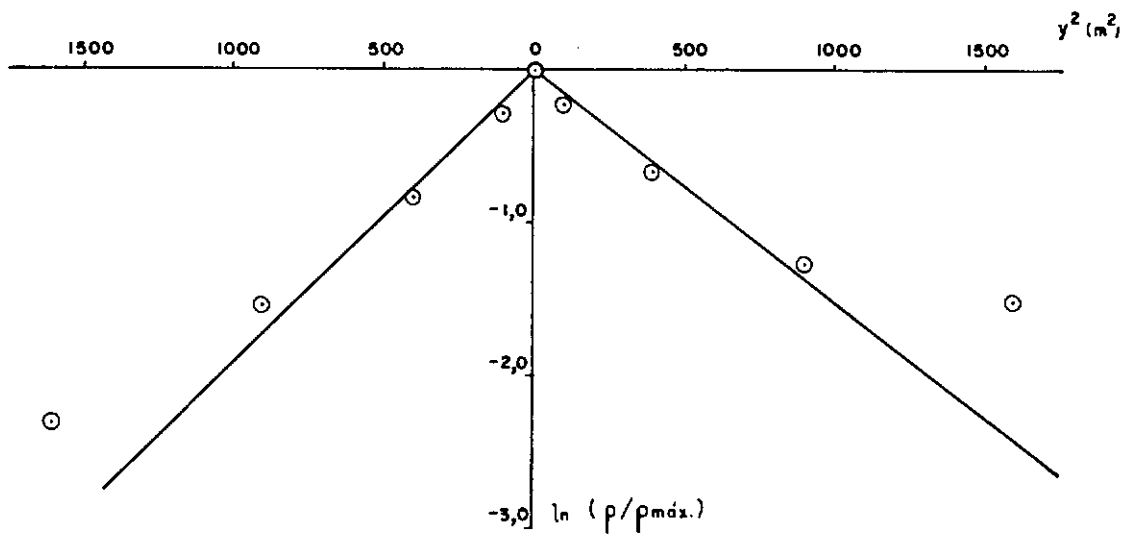
a) 25/03/80



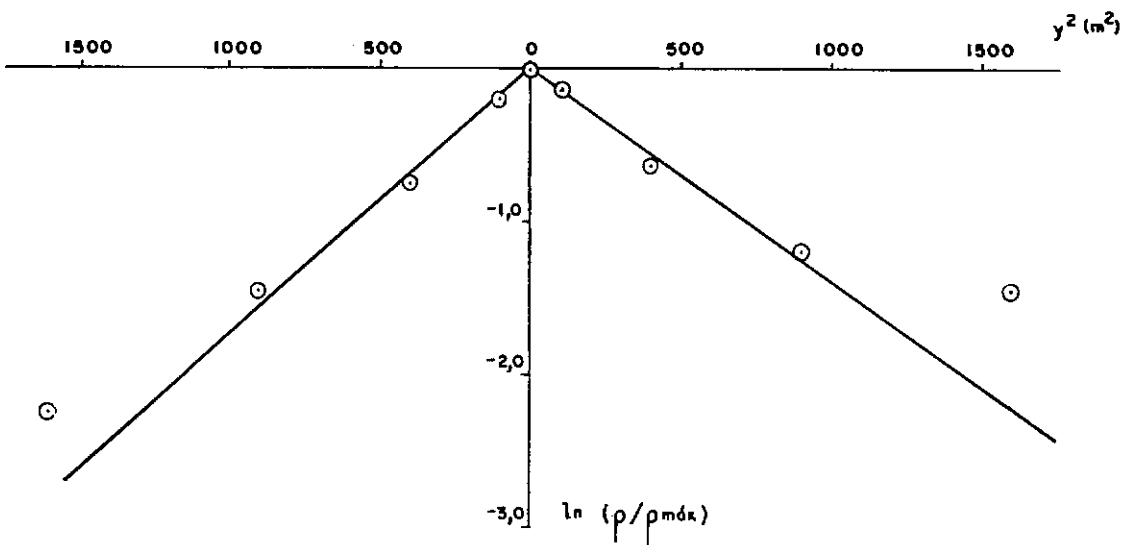
b) 14/04/80



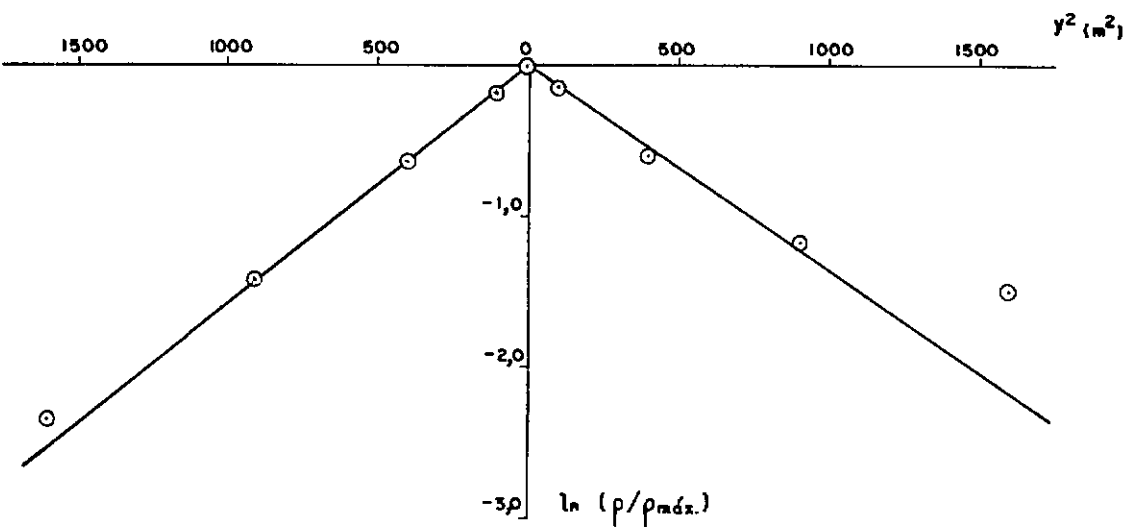
c) 28/05/80



d) 14/07/80

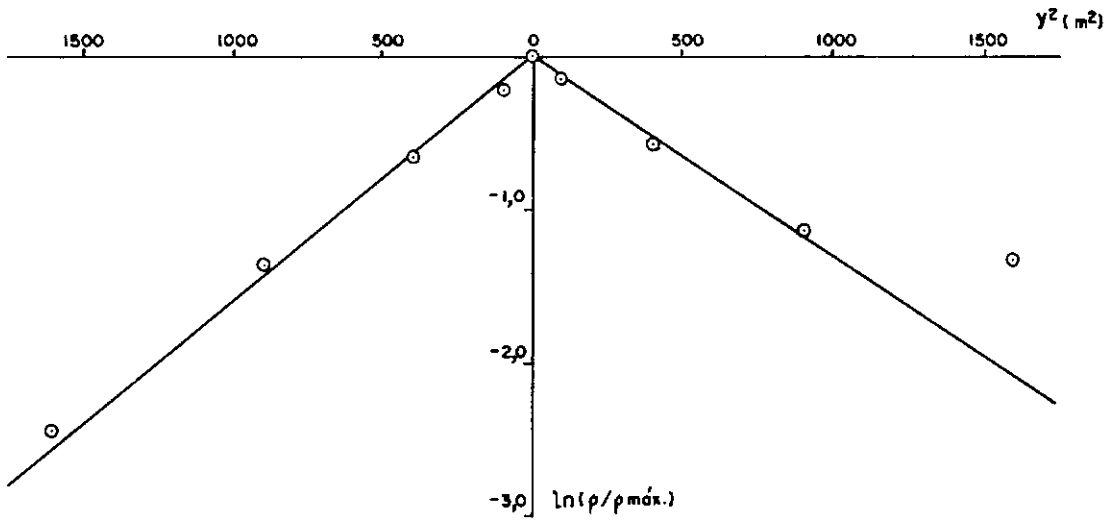


e) 07/08/80

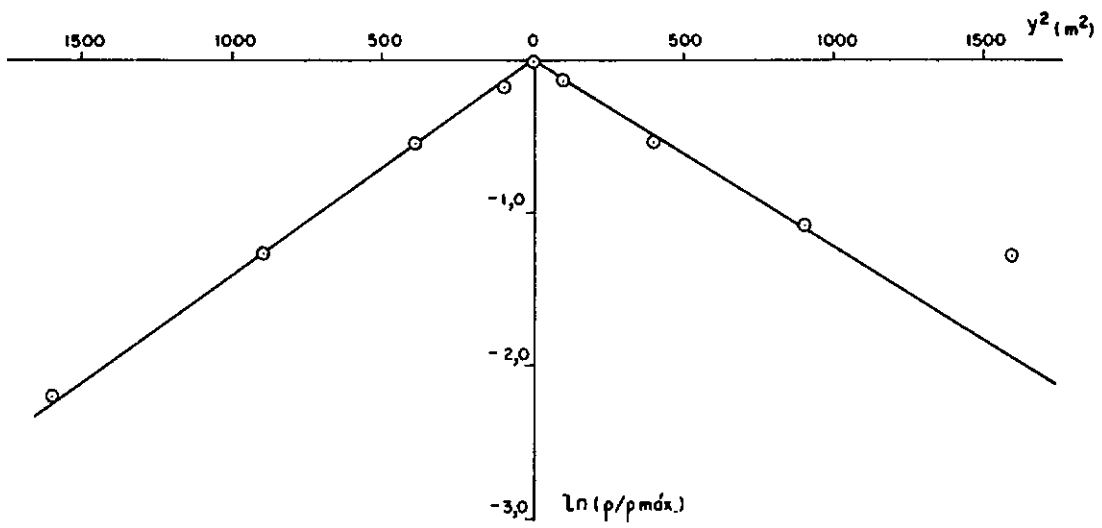


f) 27/01/81

FIG. V.26- RELAÇÃO  $\ln(p/p_{máx.}) \times y^2$  - ESTACA 6218 + 5,00.

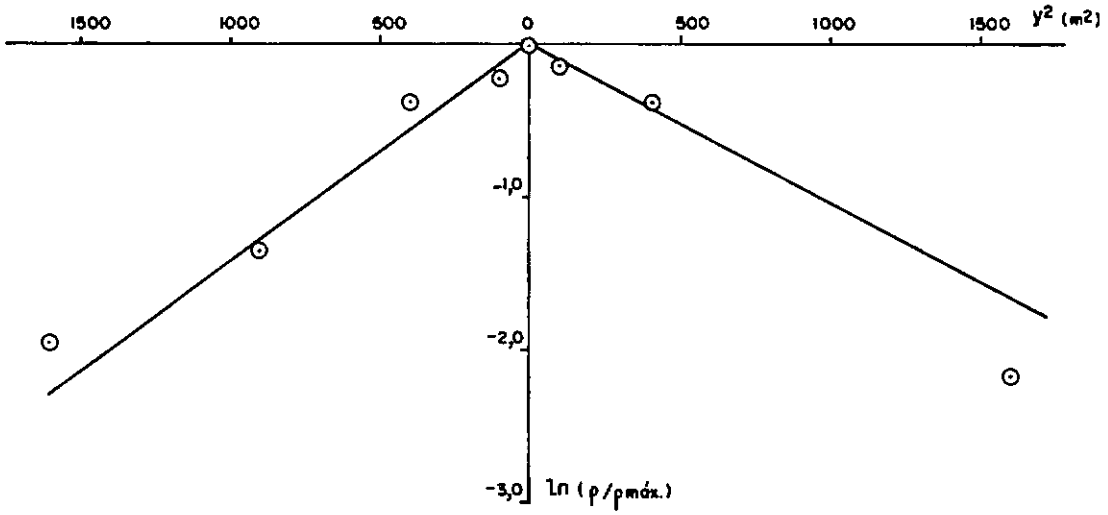


g) 11/03/81

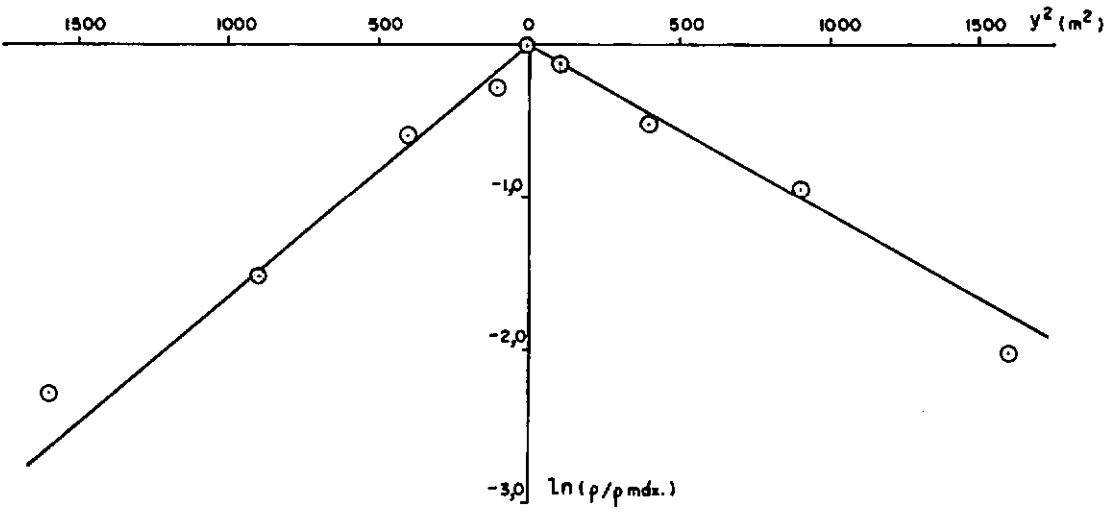


h) 22/04/82

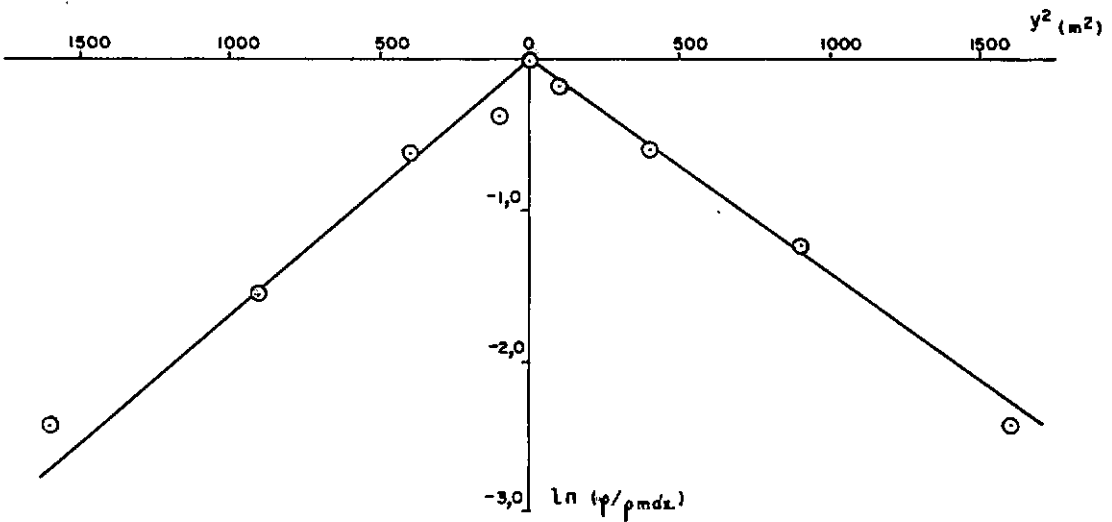
FIG.V. 26 - RELAÇÃO  $\ln(\rho/\rho_{\text{máx.}})$  x  $y^2$  - ESTACA 6218 + 5,00.



a) 09/06/80

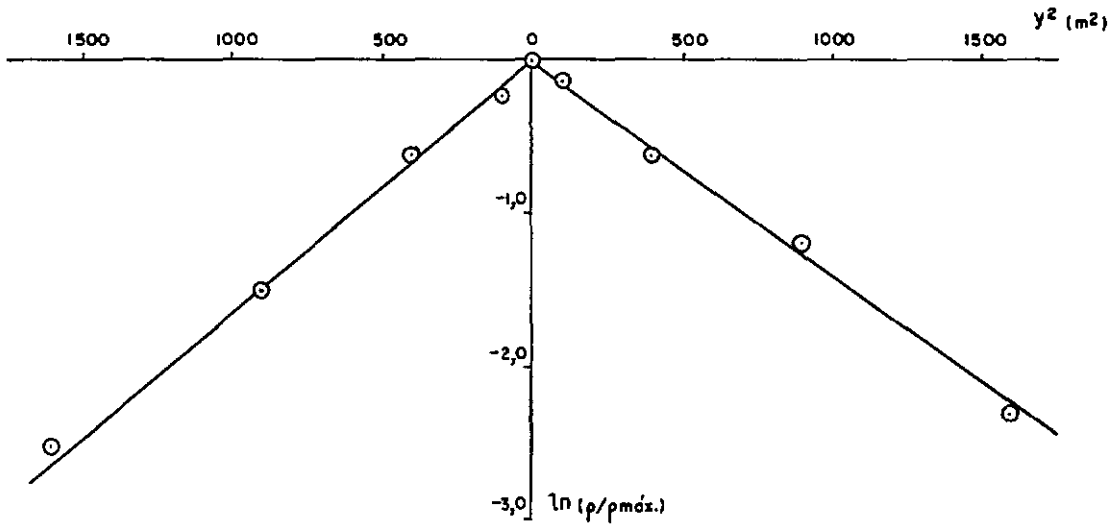


b) 23/06/80

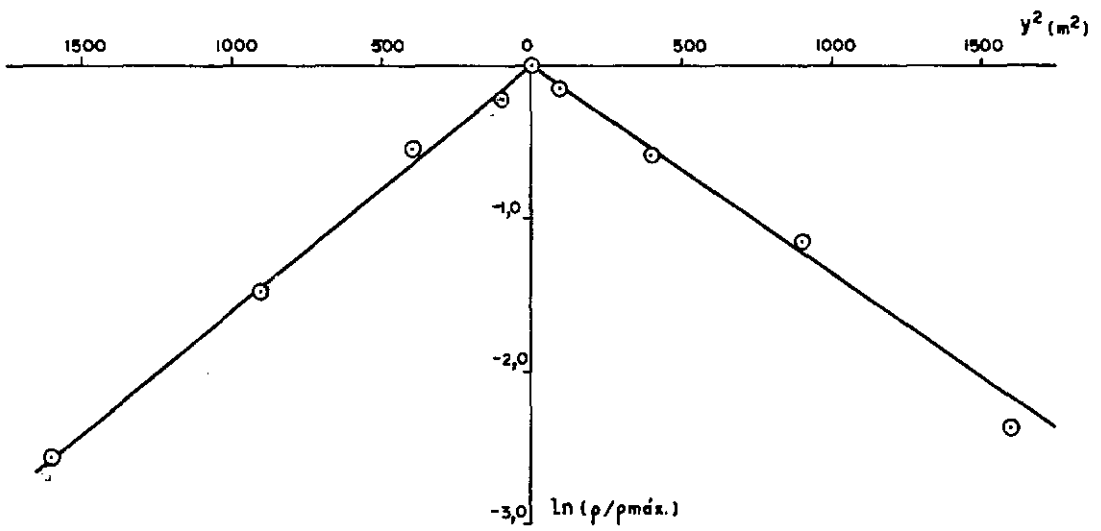


c) 14/07/80

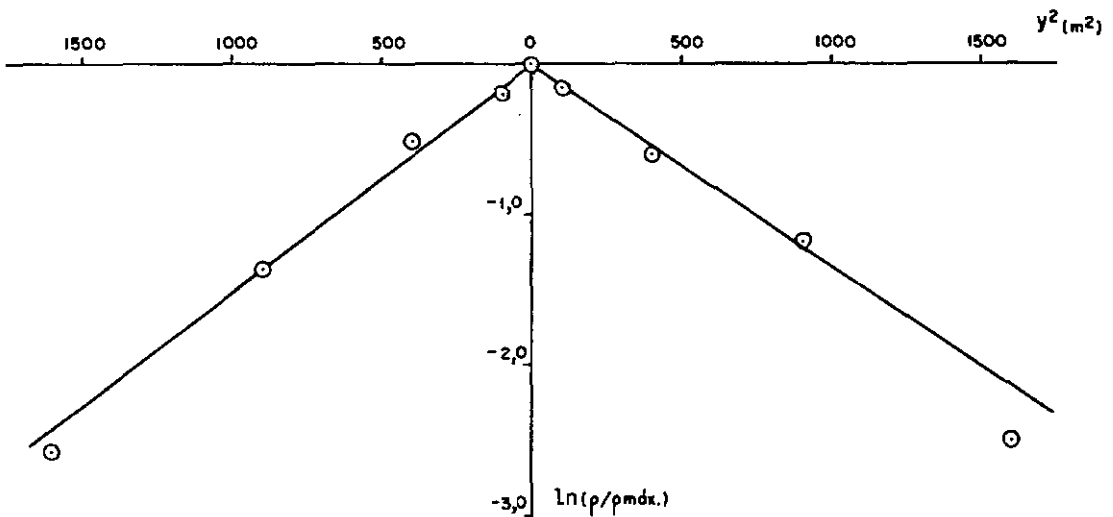
FIG. V. 27 - RELAÇÃO  $\ln(\rho/\rho_{máx.}) \times y^2$  - ESTACA 6219 + 10,00.



d) 01/08/80



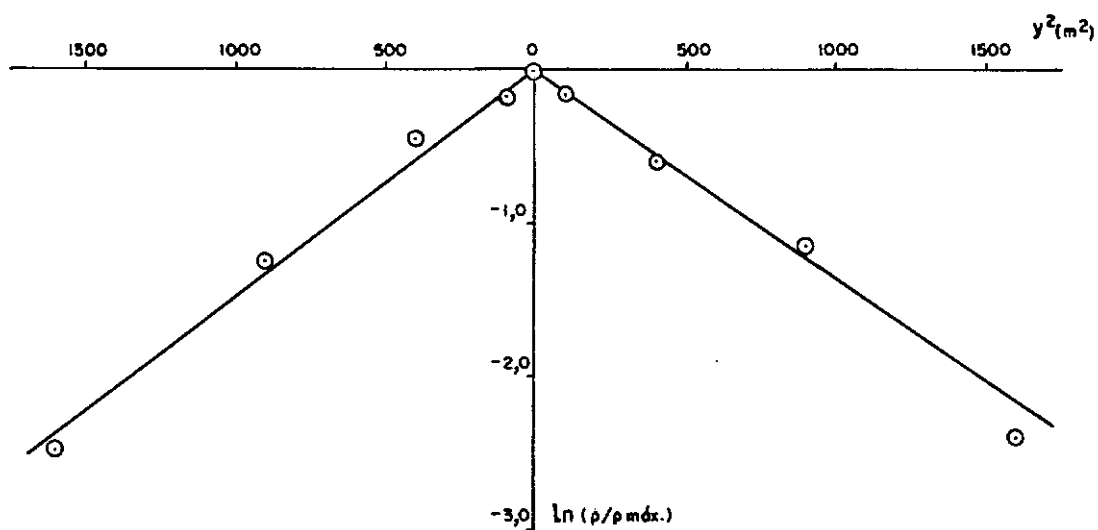
e) 13/10/80



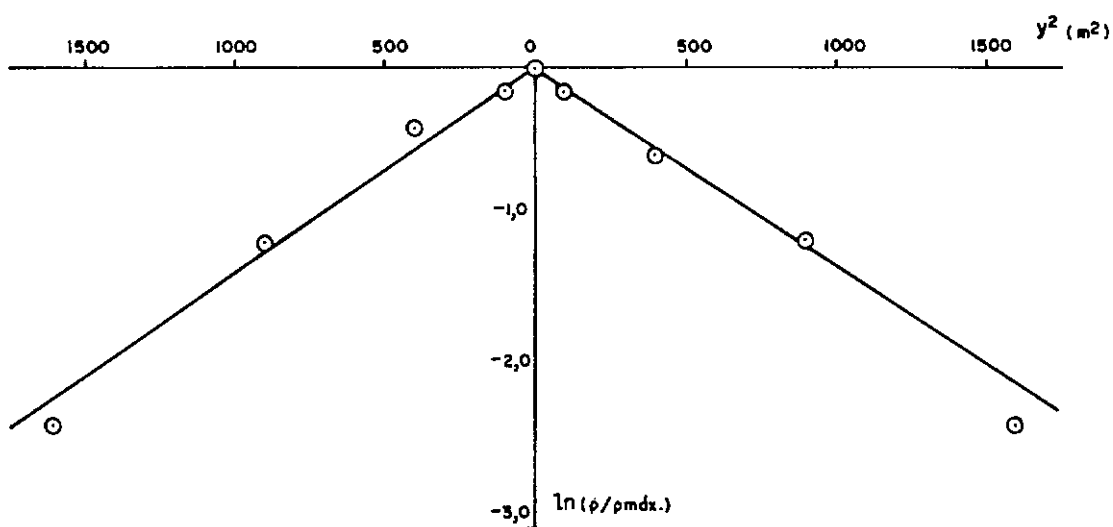
f) 27/01/81

FIG. V. 27 - RELAÇÃO  $\ln(\rho/\rho_{máx.}) \times y^2$  - ESTACA 6219 + 10,00.

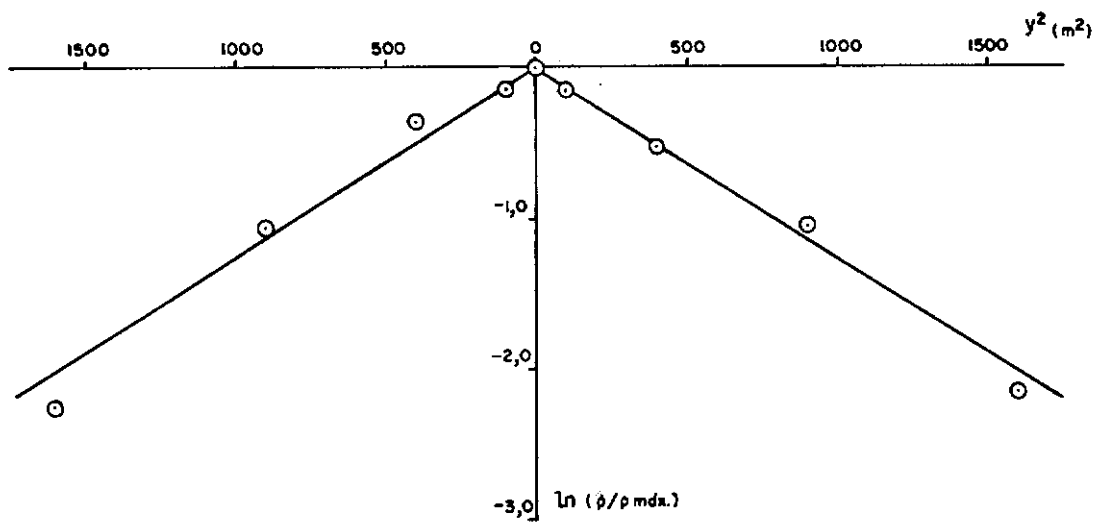




g) 13/03/81

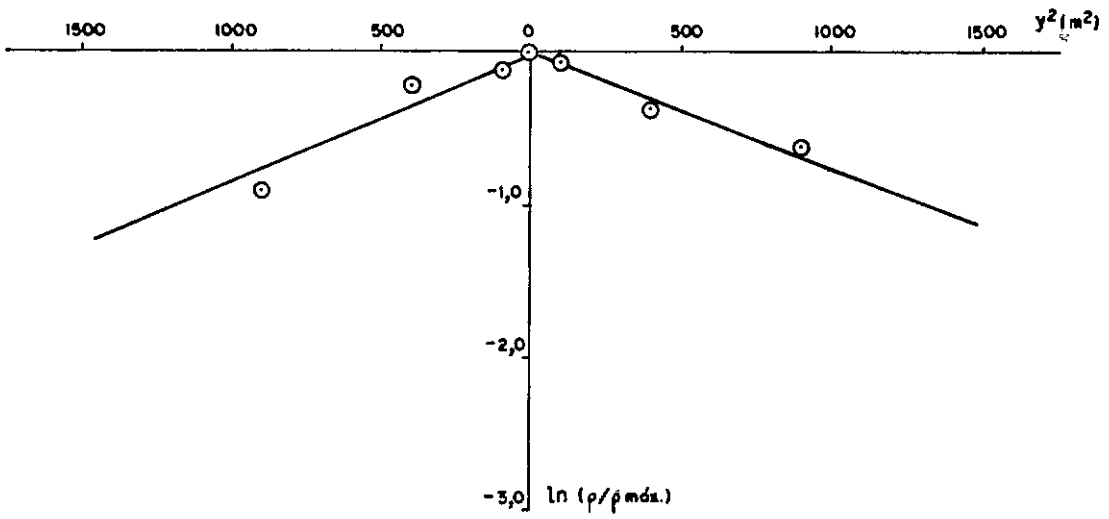


h) 09/05/81

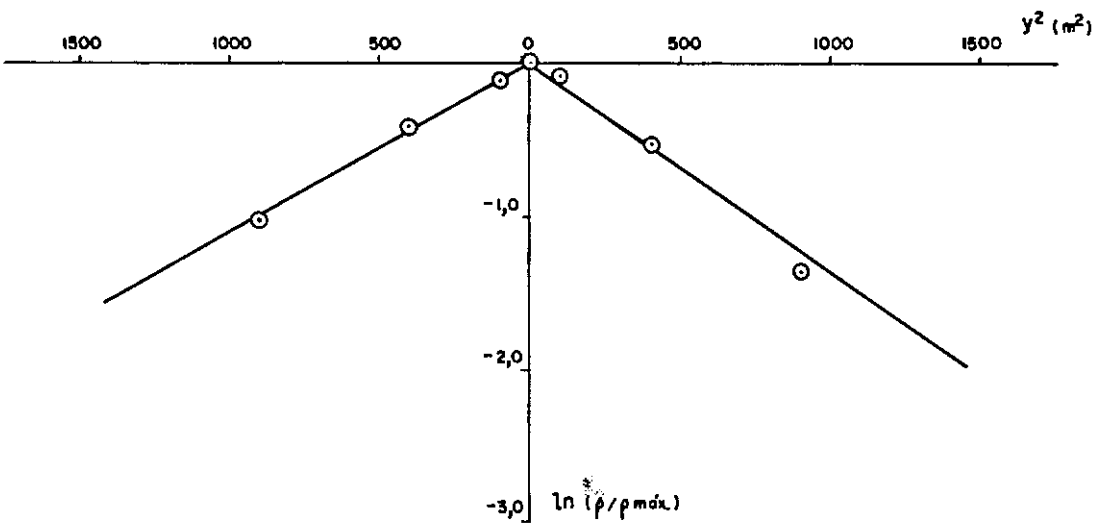


i) 22/04/82

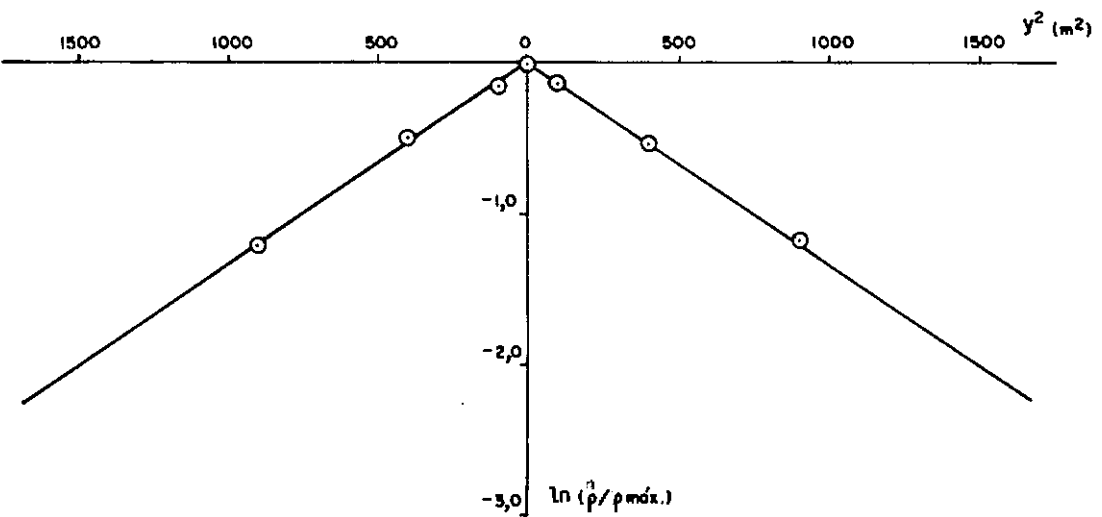
FIG.V. 27 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{mdx})$  x  $y^2$  - ESTACA 6219 + 10,00.



a) 20/06/80

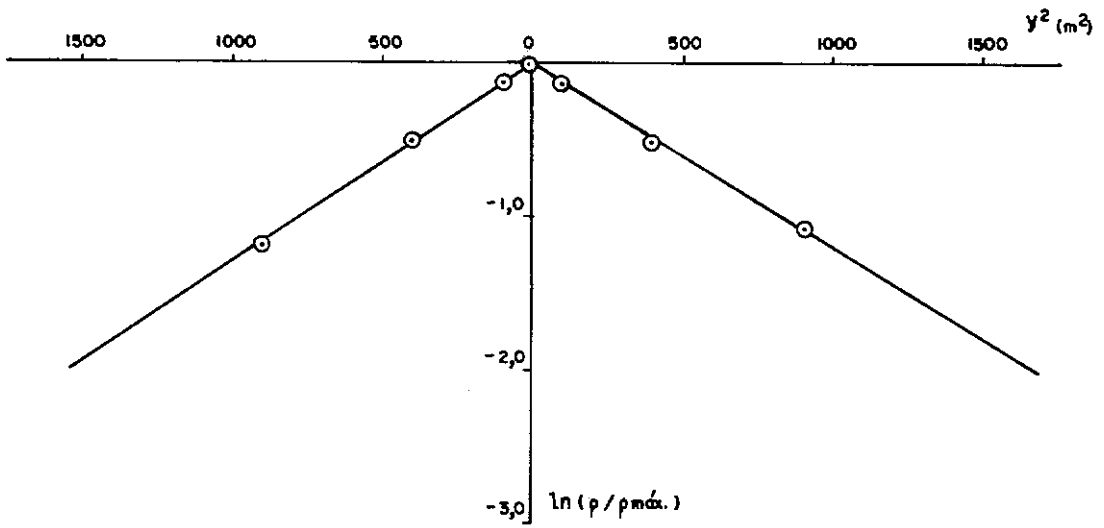


b) 07/07/80

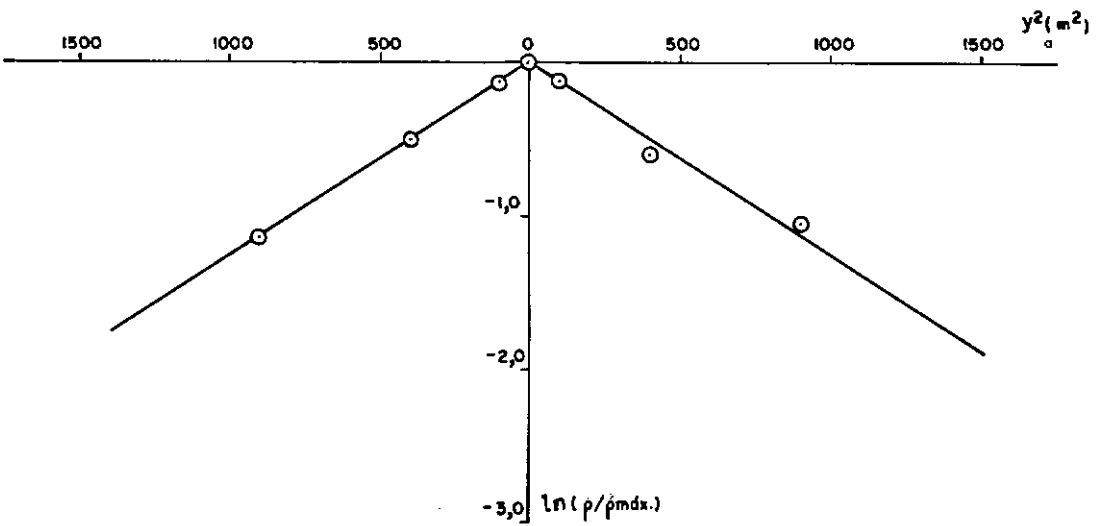


c) 08/08/80

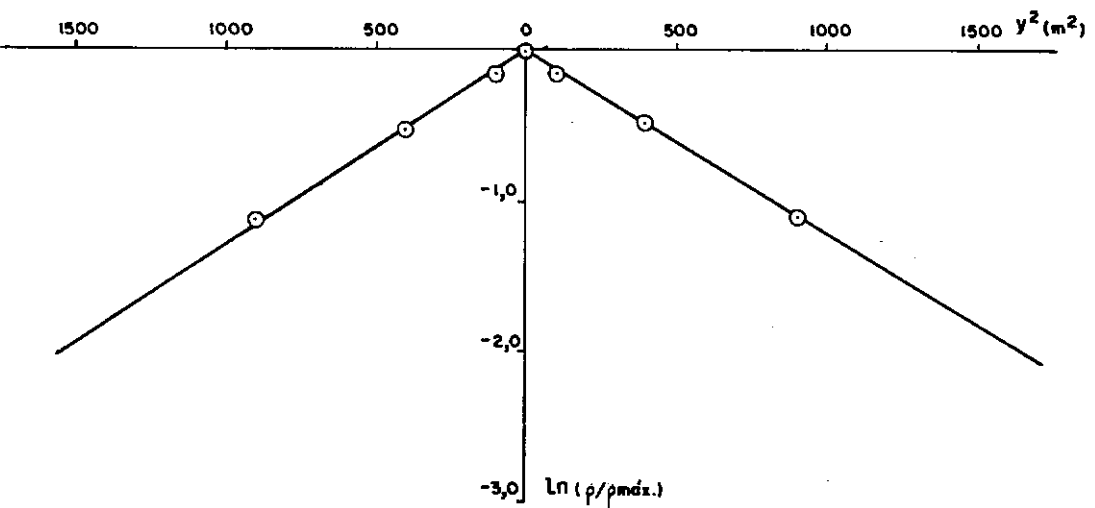
FIG. V. 28 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{máx.})$  x  $y^2$  - ESTACA 6220 + 10,00.



d) 14/10/80



e) 22/12/80



f) 26/01/81

FIG. V. 28 - RELAÇÃO  $\ln(\rho/\rho_{máx.})$  x  $y^2$  - ESTACA 6220 + 10,00.

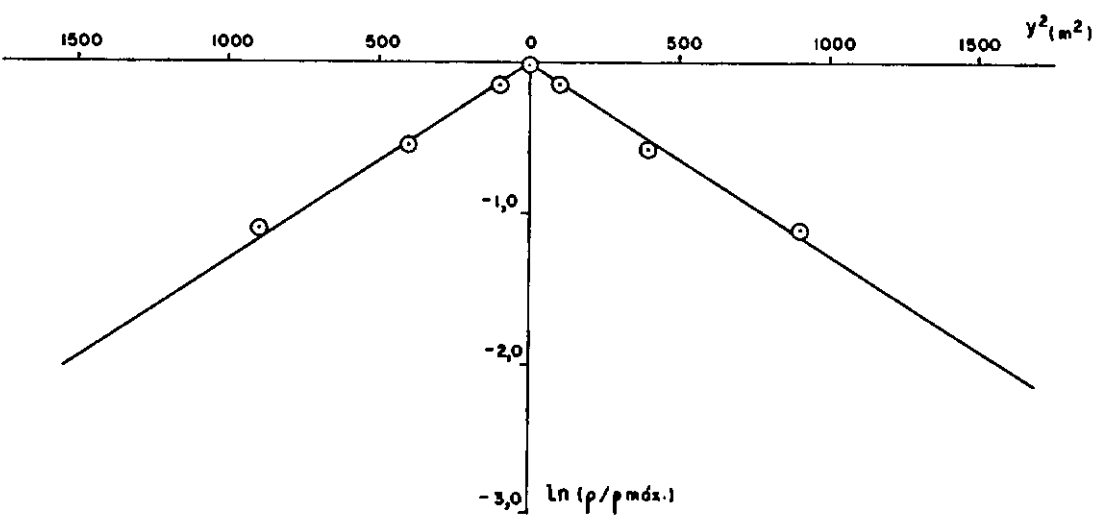
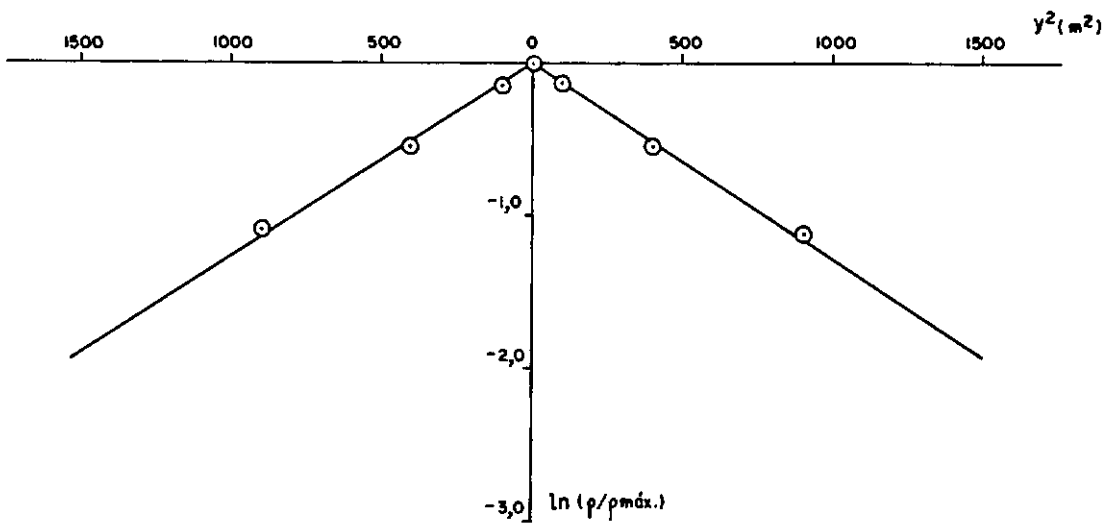
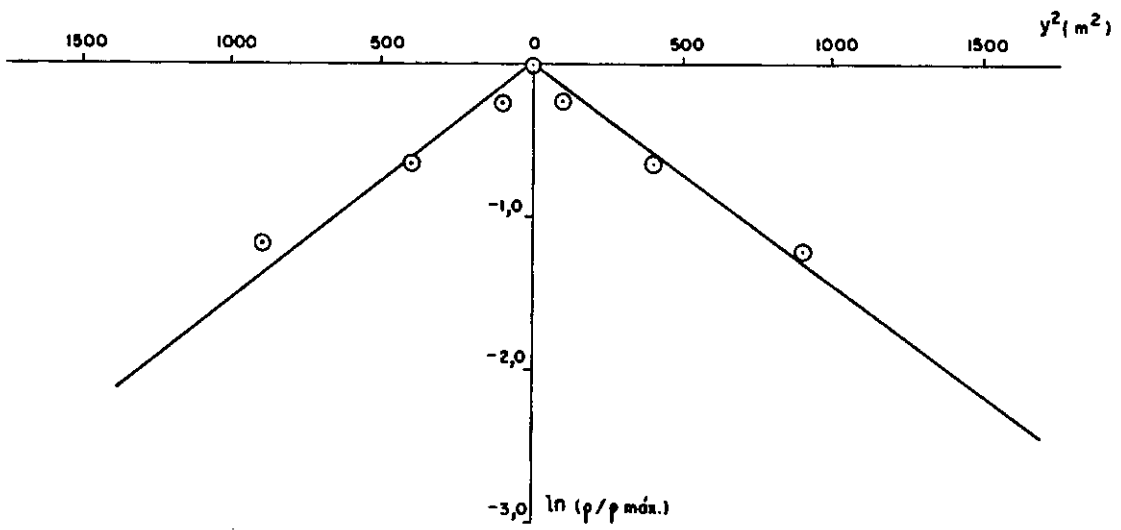
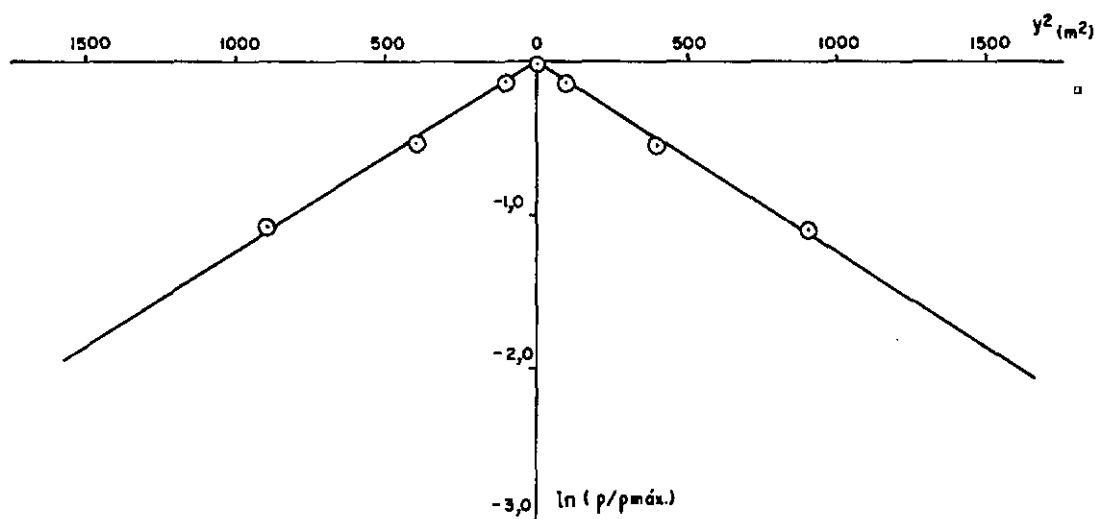
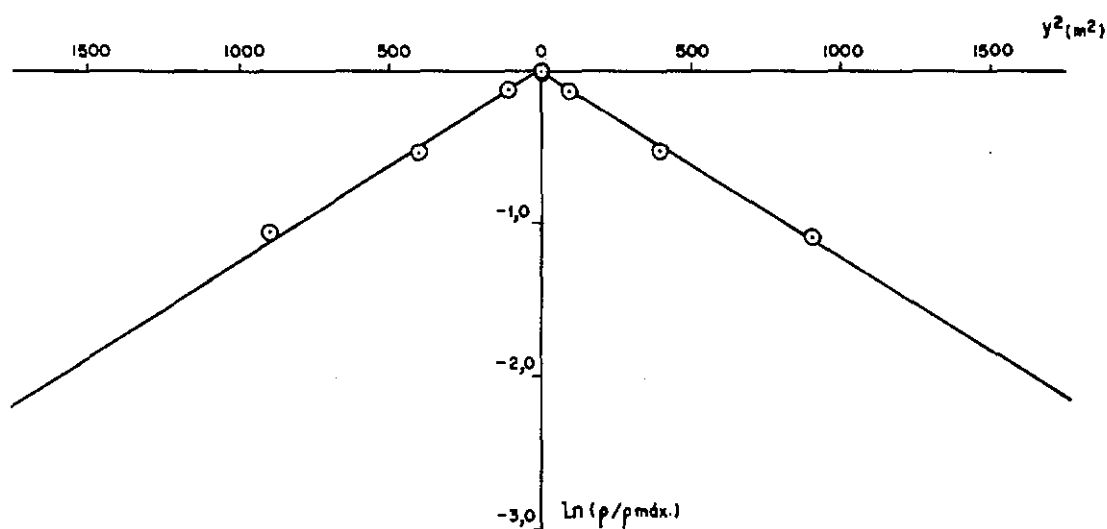


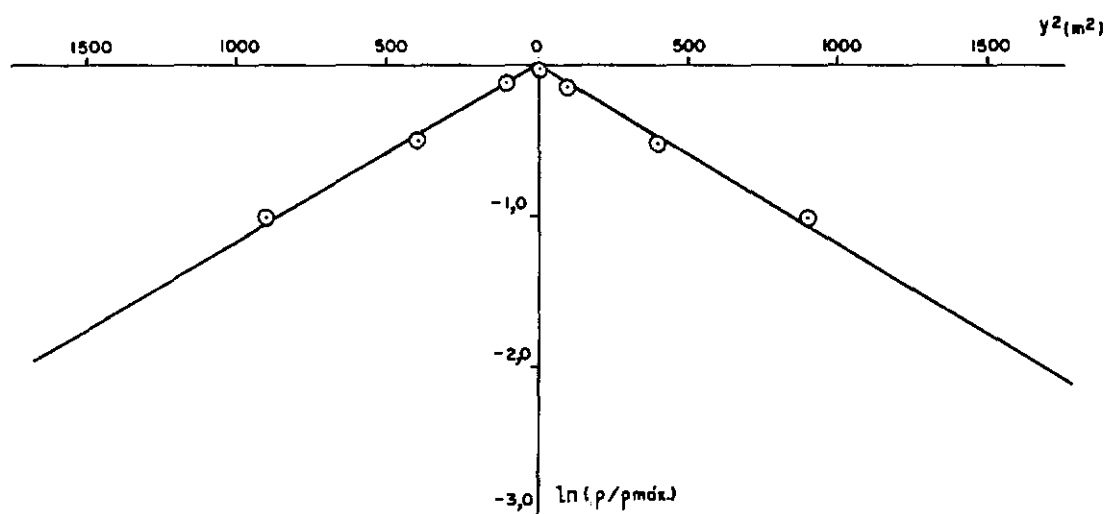
FIG. V. 28 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{máx.}) \times y^2$  - ESTACA 6220 + 10,00.



j) 23/04/81

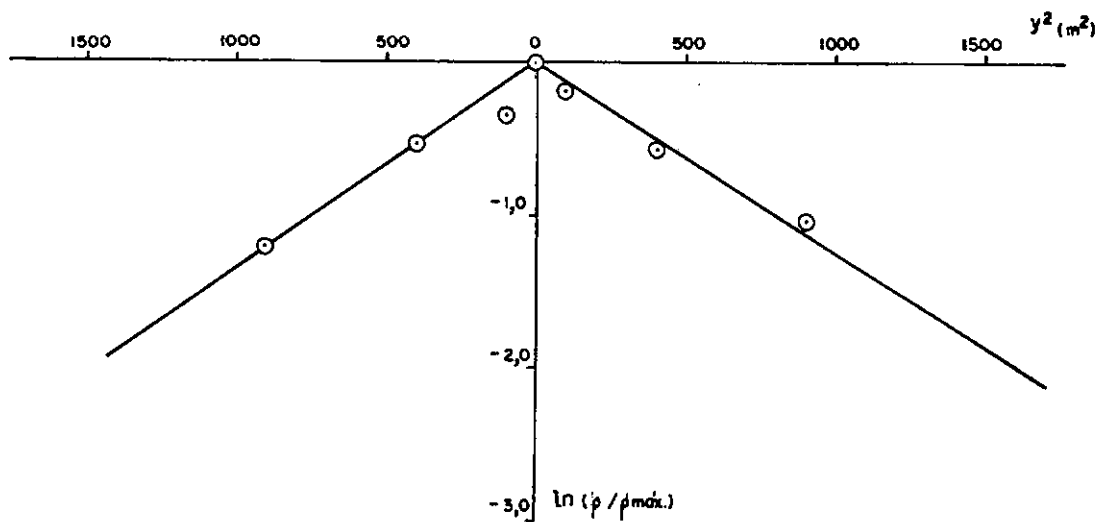


l) 11/05/81

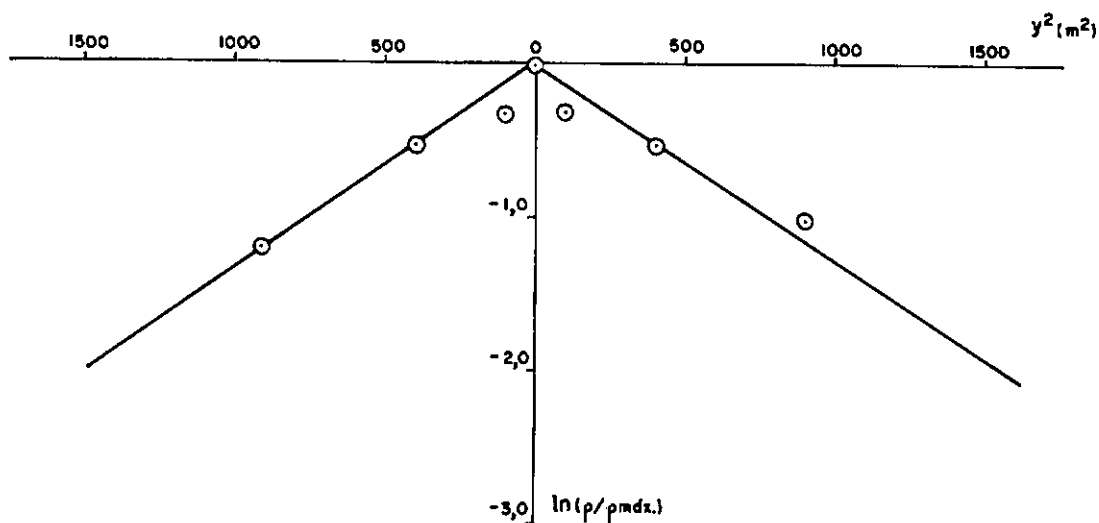


m) 22/04/82

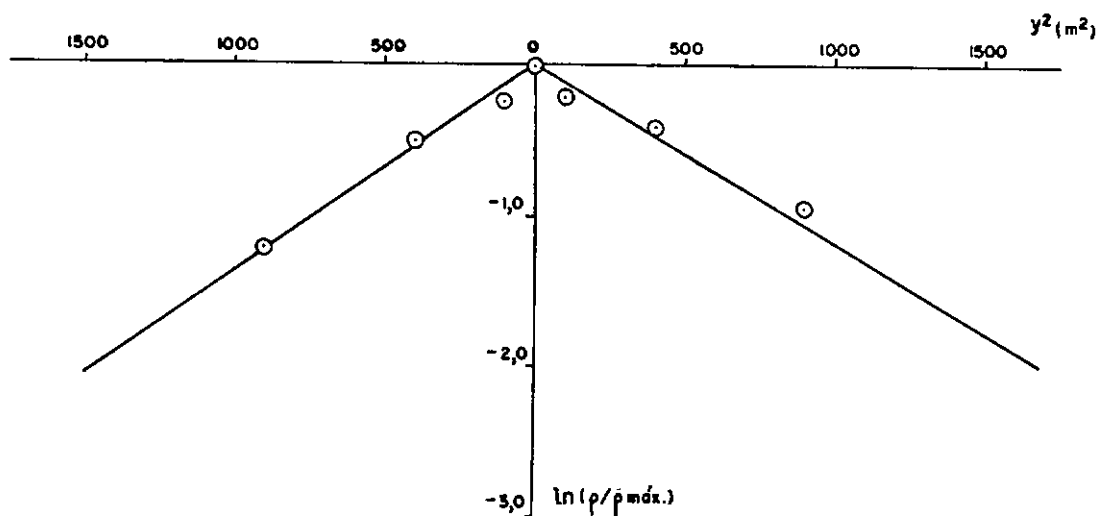
FIG. V. 28 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{\text{máx.}})$  x  $y^2$  - ESTACA 6220 + 10,00.



a) 14/07/80

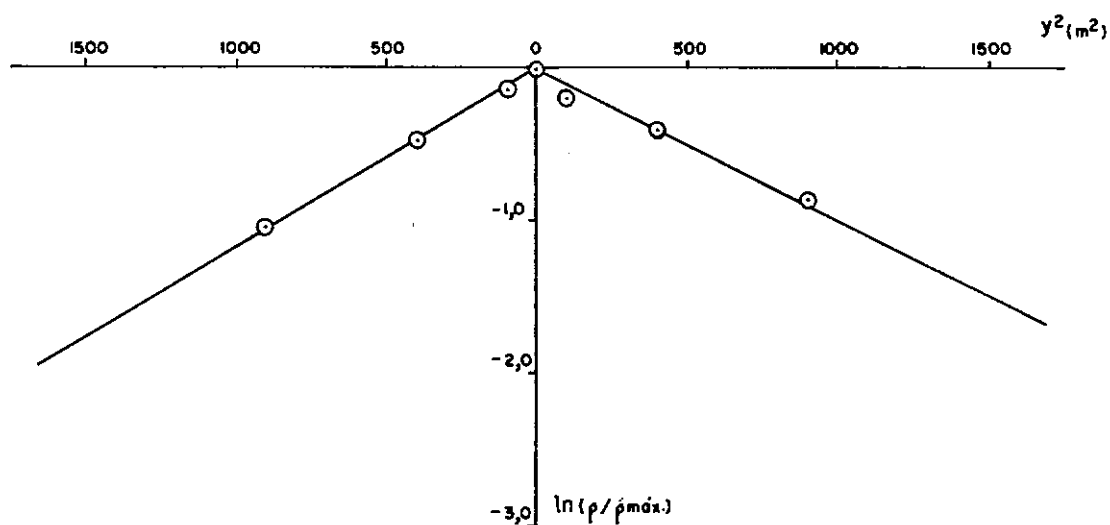


b) 08/08/80

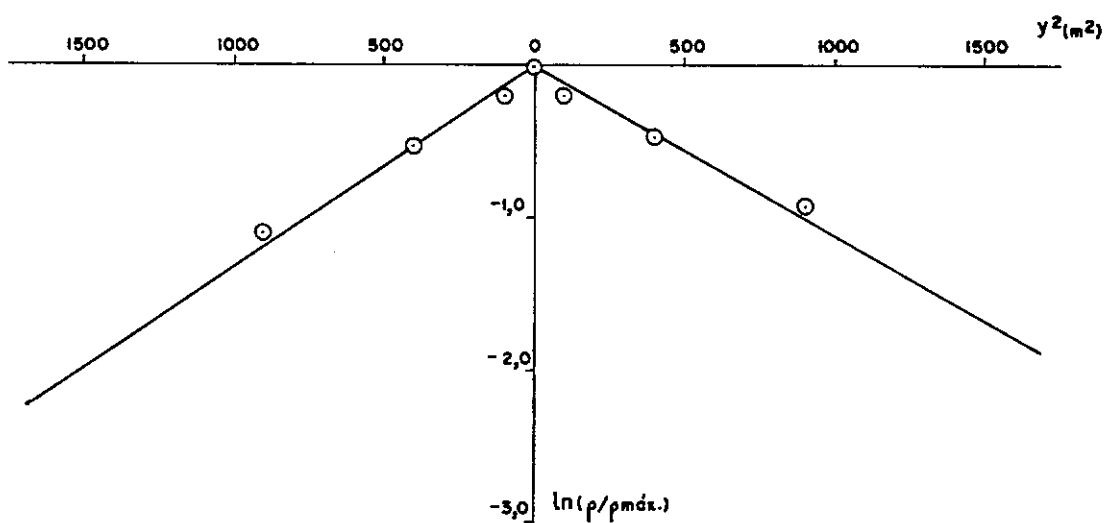


c) 14/10/80

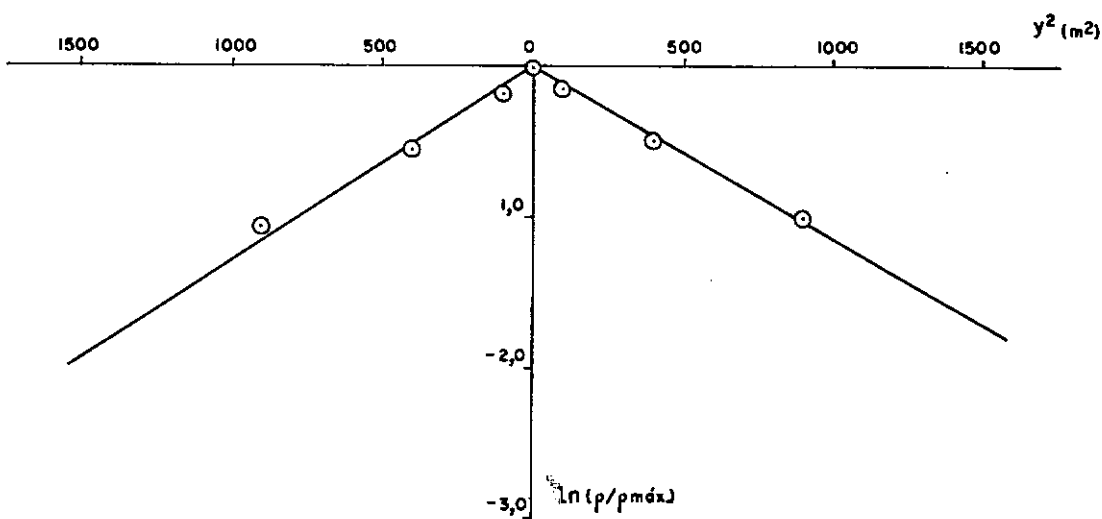
FIG.V. 29 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{mdx})$  x  $y^2$  - ESTACA 6221 + 2,00.



d) 22/12/80

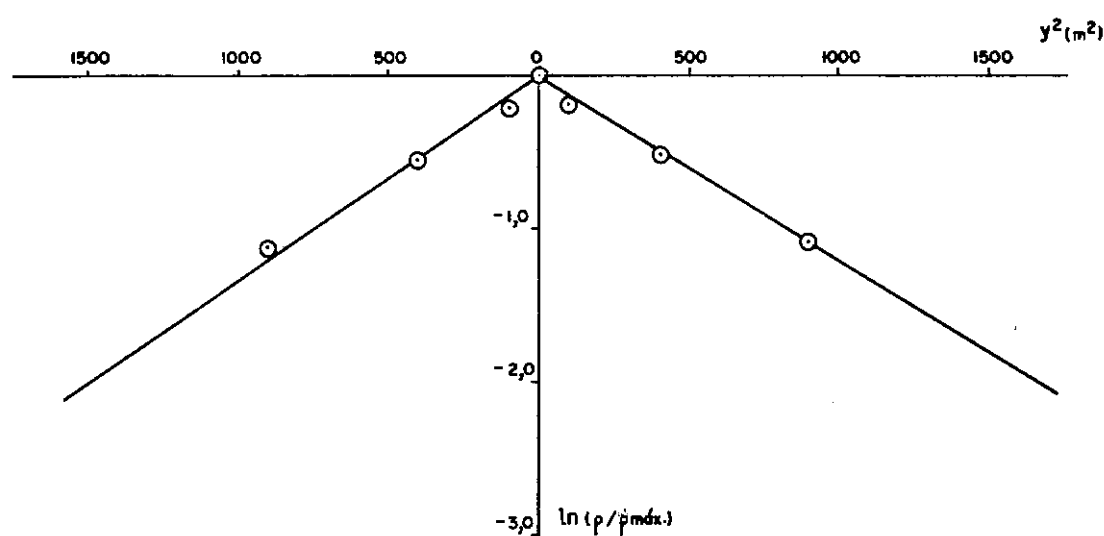


e) 26/01/81

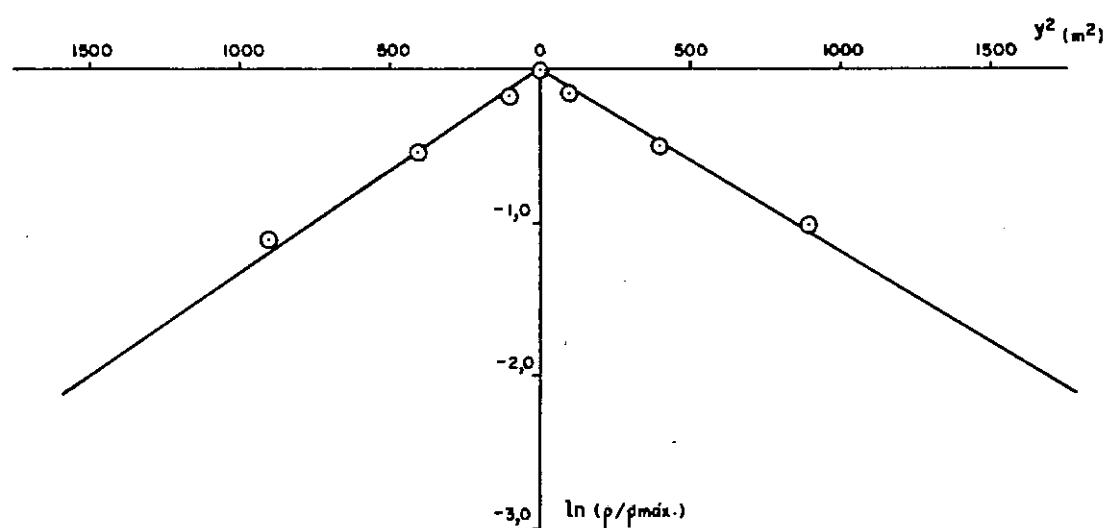


f) 12/02/81

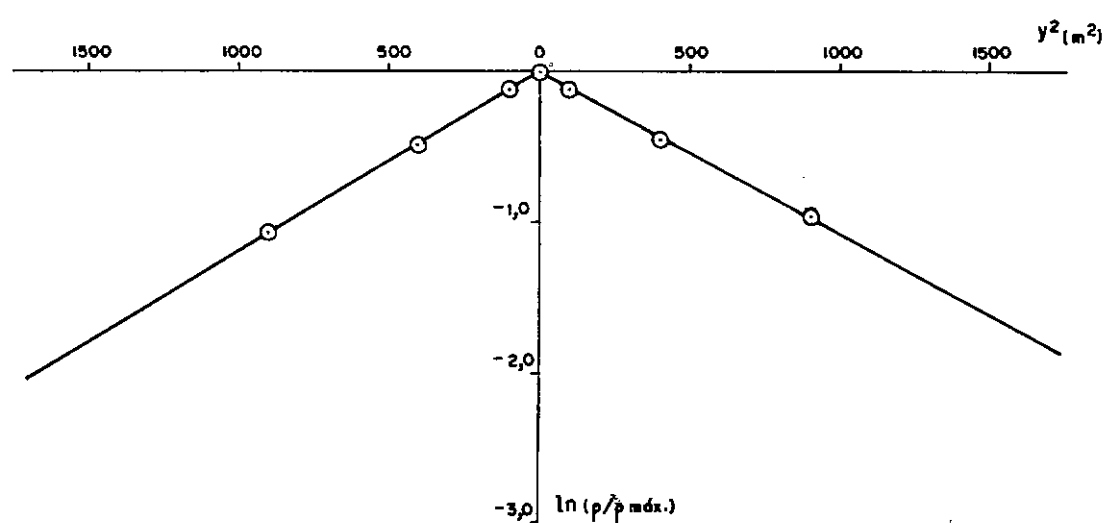
FIG. V. 29 - RELAÇÃO  $\ln(\rho/\rho_{máx.})$  x  $y^2$  - ESTACA 6221 + 2,00.



g) 23/02/81



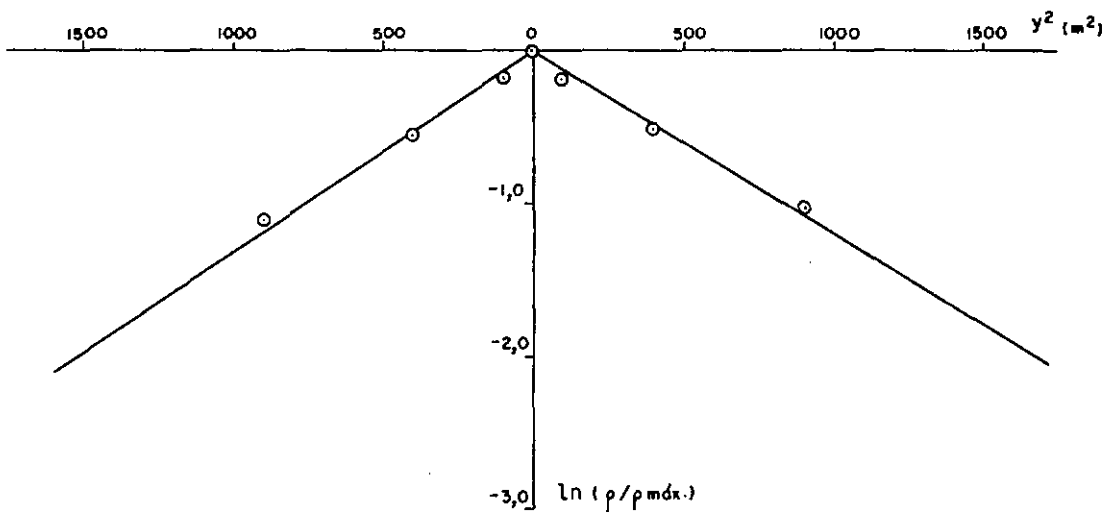
h) 13/03/81



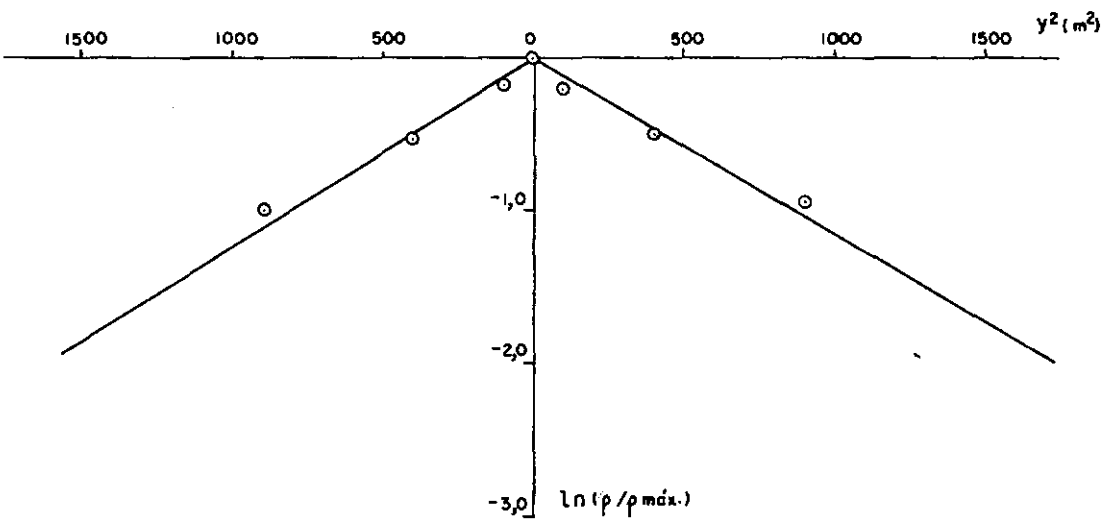
i) 30/03/81

FIG. V. 29 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{máx.}) \times y^2$  - ESTACA 622I + 2,00.



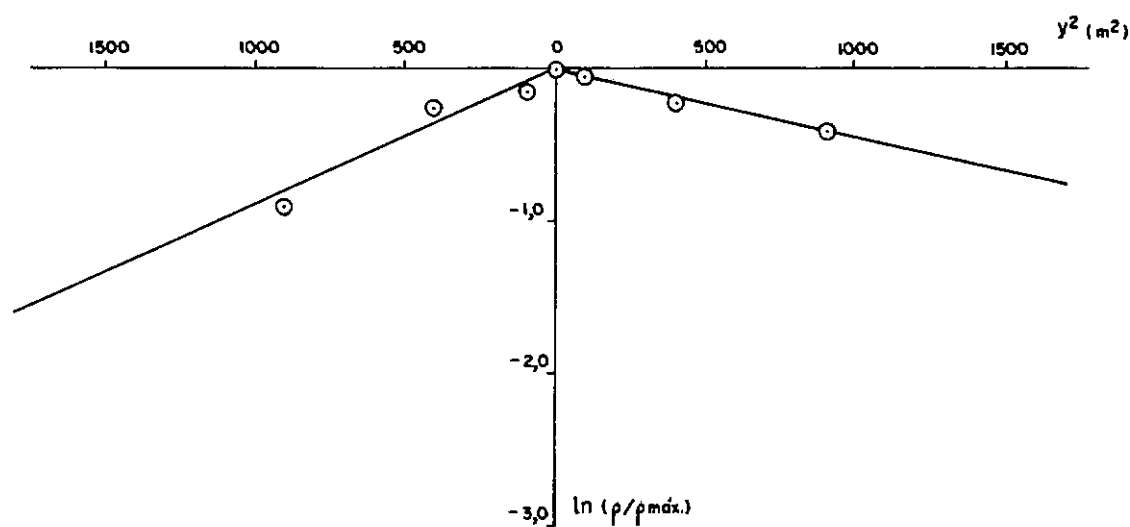


j) 11/05/81

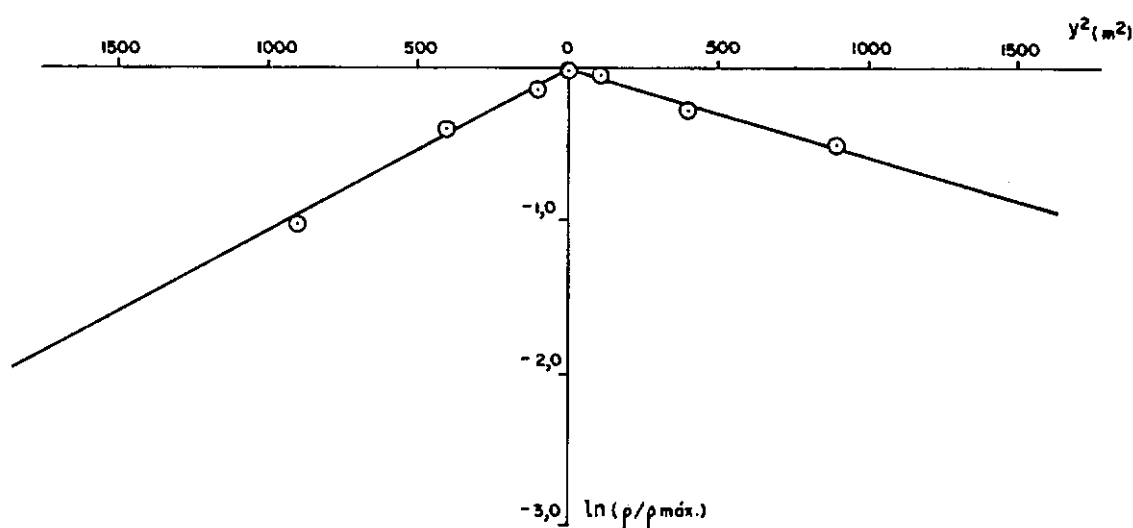


i) 22/04/82

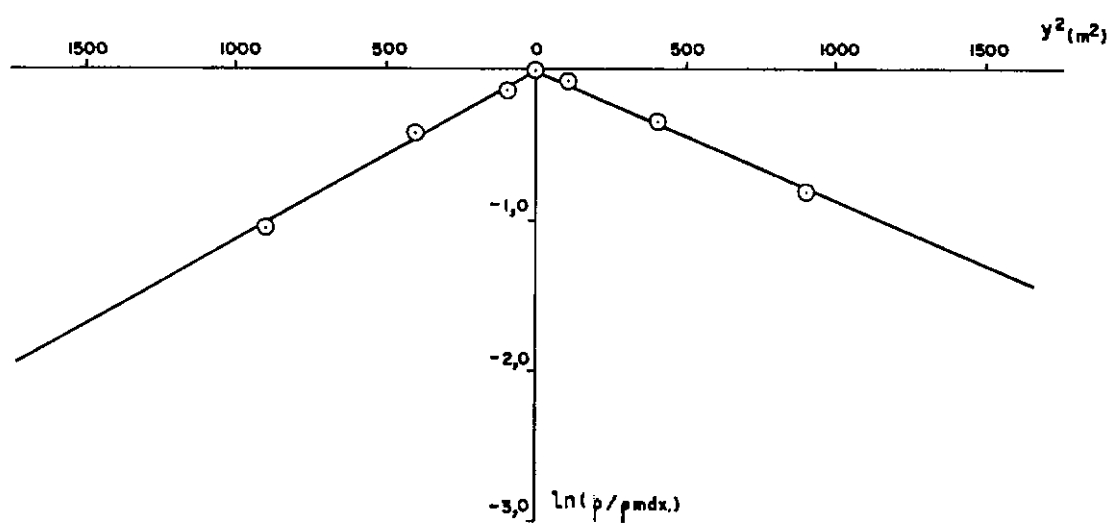
FIG.V. 29 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{\max})$  x  $y^2$  - ESTACA 6221 + 2,00.



a) 17/11/80

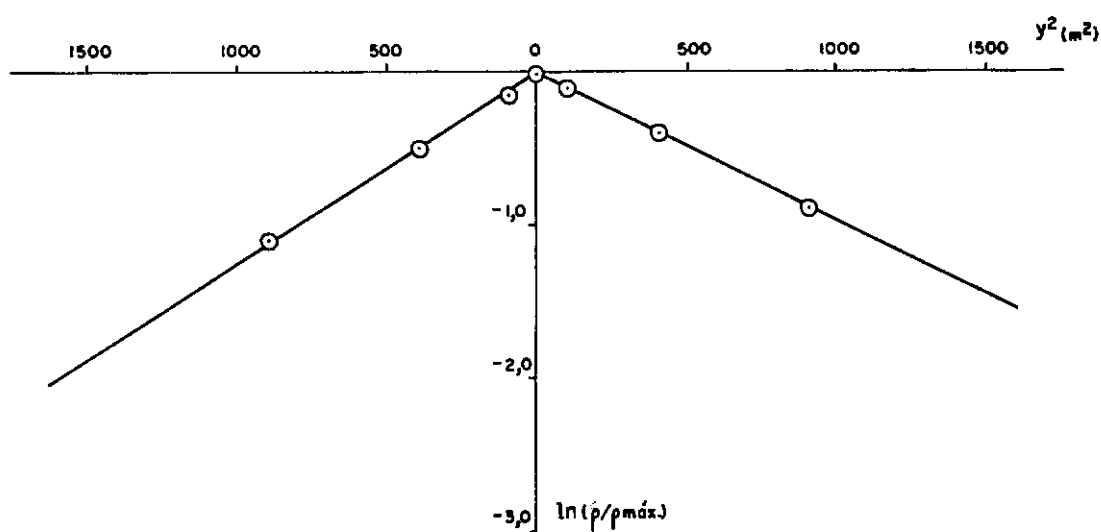


b) 22/12/80

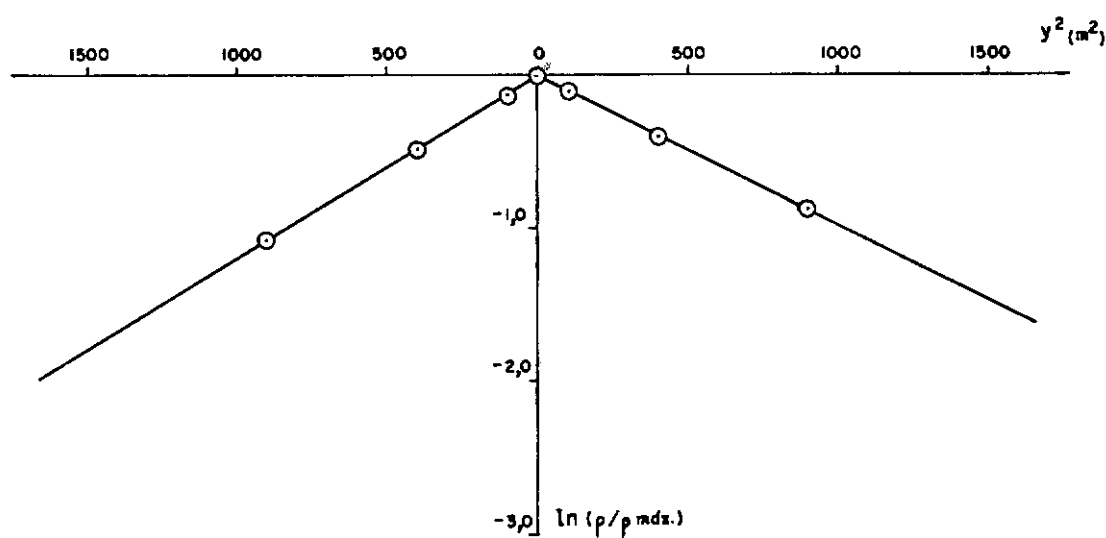


c) 26/01/81

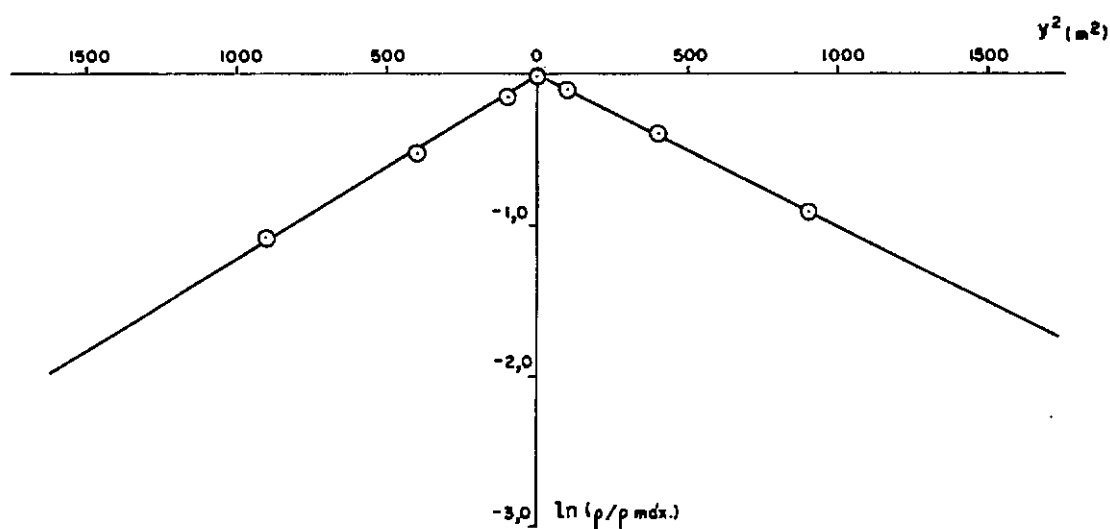
FIG.V. 30 - RELAÇÃO  $\ln(\rho/\rho_{\text{máx.}})$  x  $y^2$  - ESTACA 6221 + 14,00.



d) 12/02/81

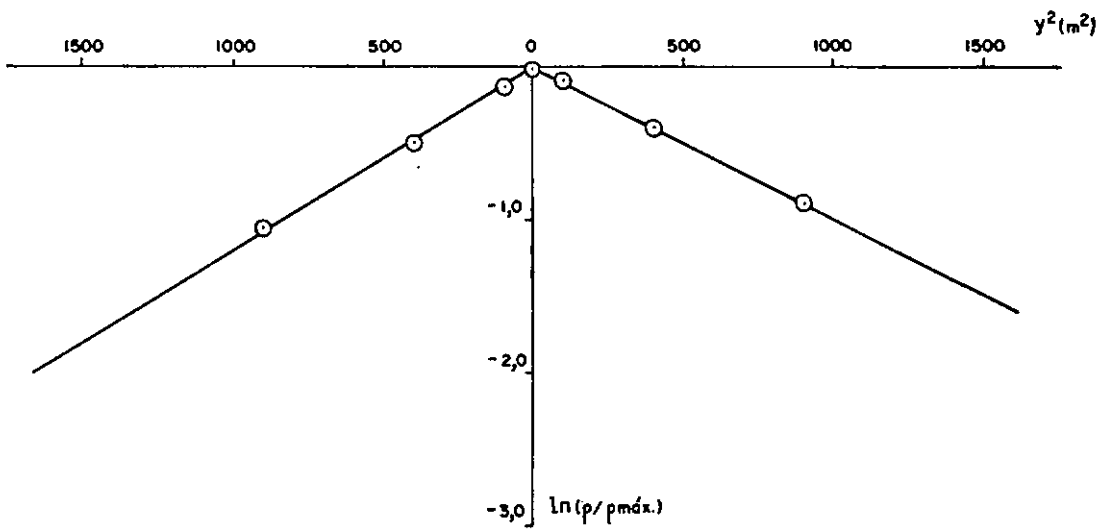


e) 13/03/81

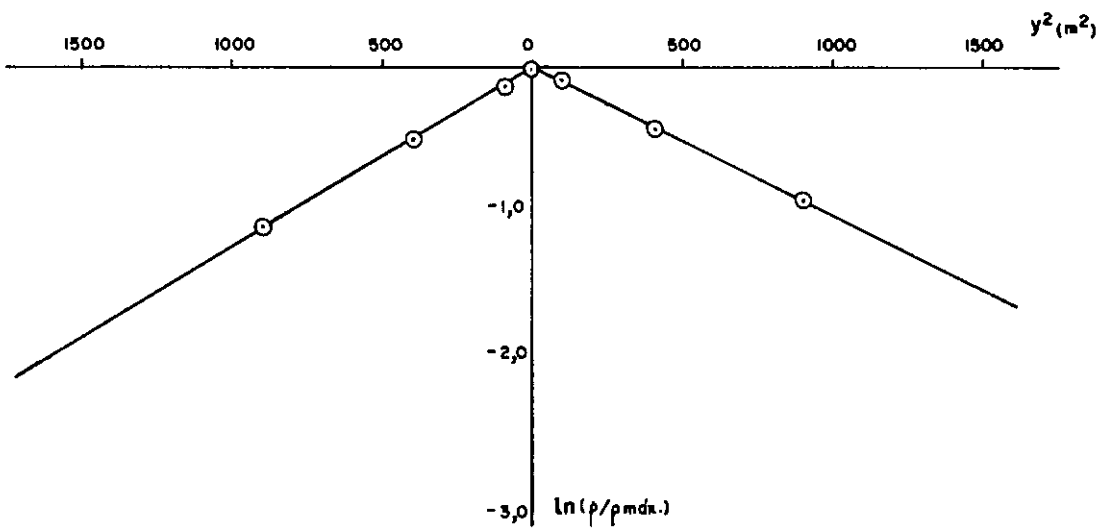


f) 06/04/81

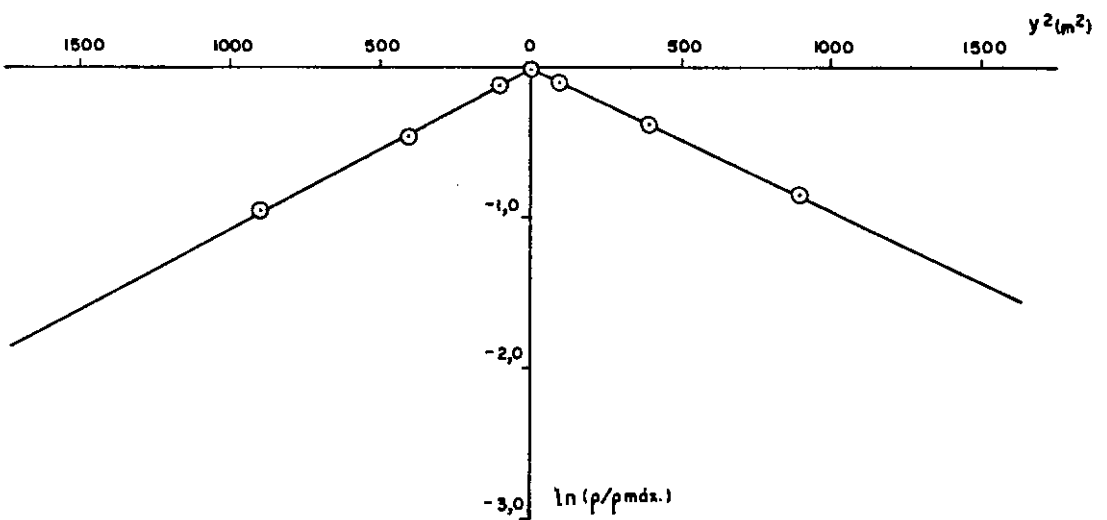
FIG. V.30 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{máx.})$  x  $y^2$  - ESTACA 6221 + 14,00.



g) 23/04/81

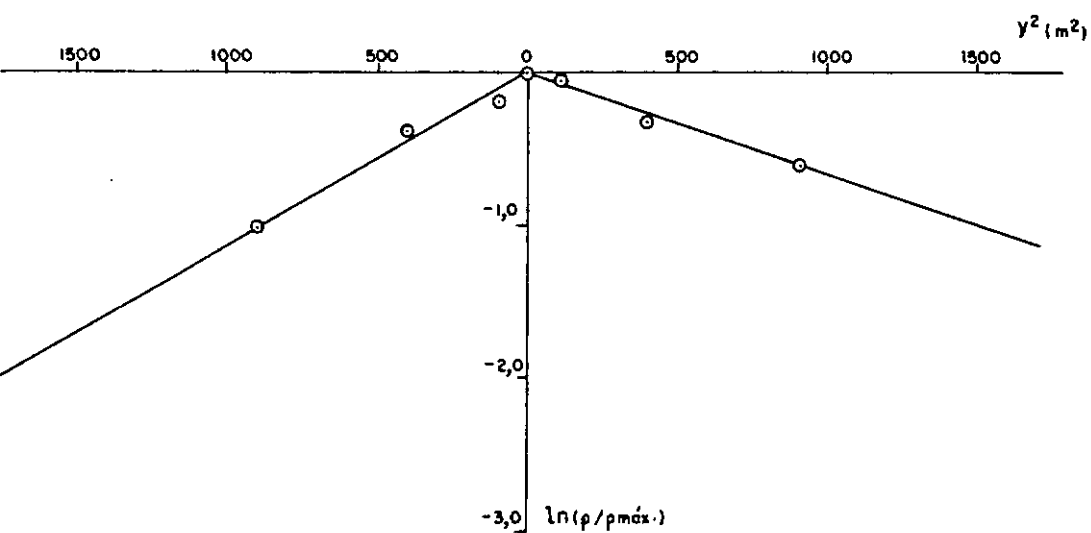


h) 11/05/81

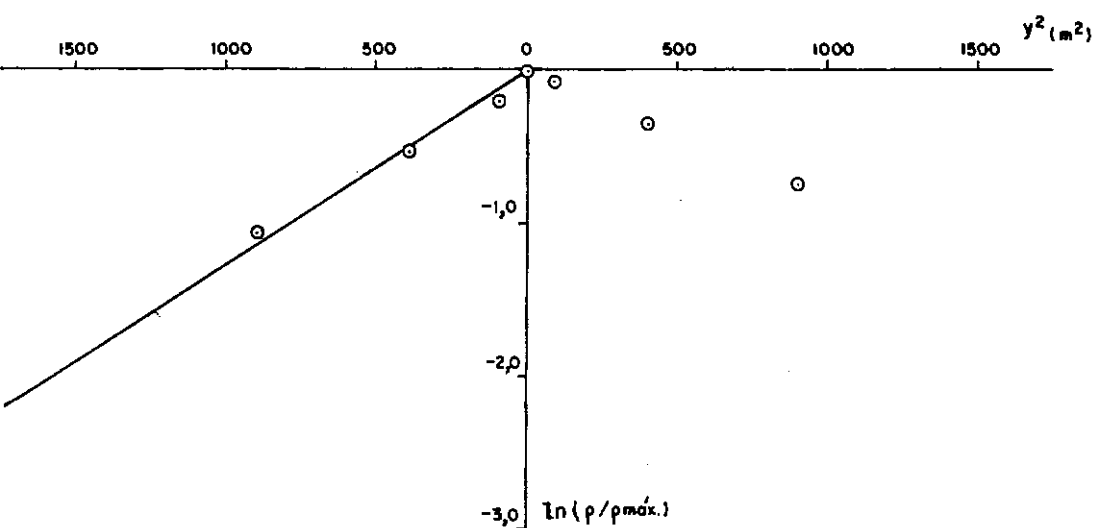


i) 22/04/82

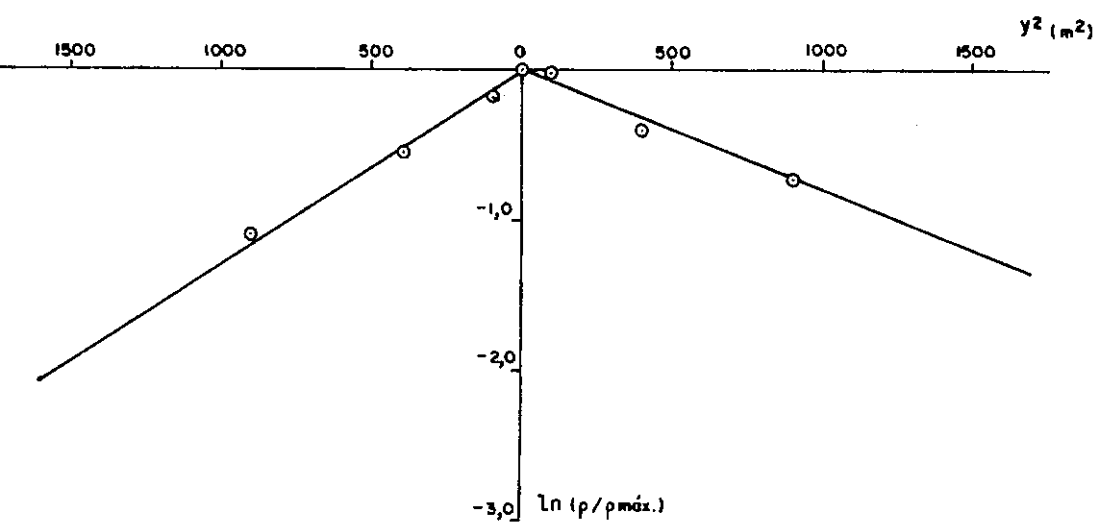
FIG.V.30 - RELAÇÃO  $\ln(\rho/\rho_{máx.})$  x  $y^2$  - ESTACA 6221 + 14,00.



a) 17/11/80

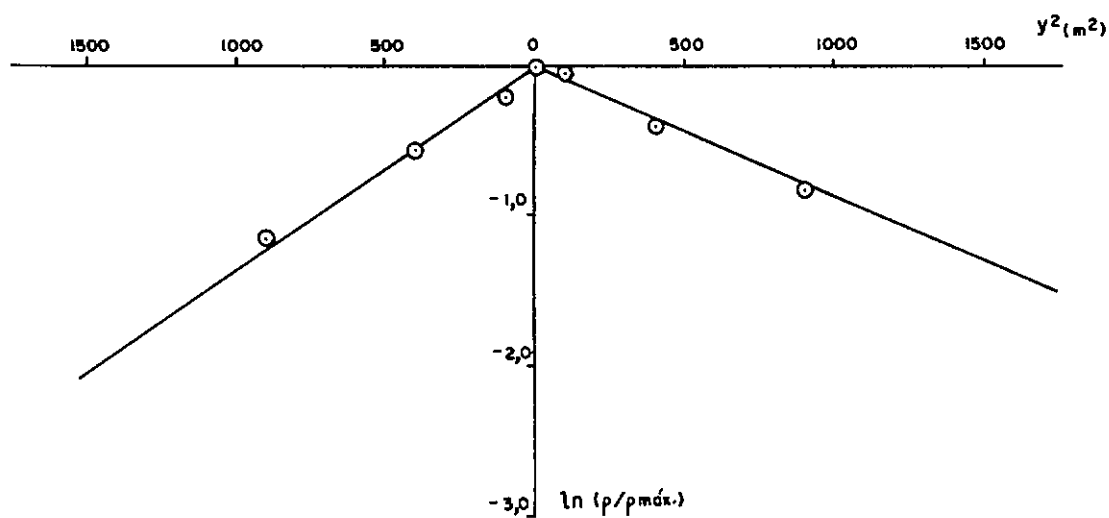


b) 16/12/80

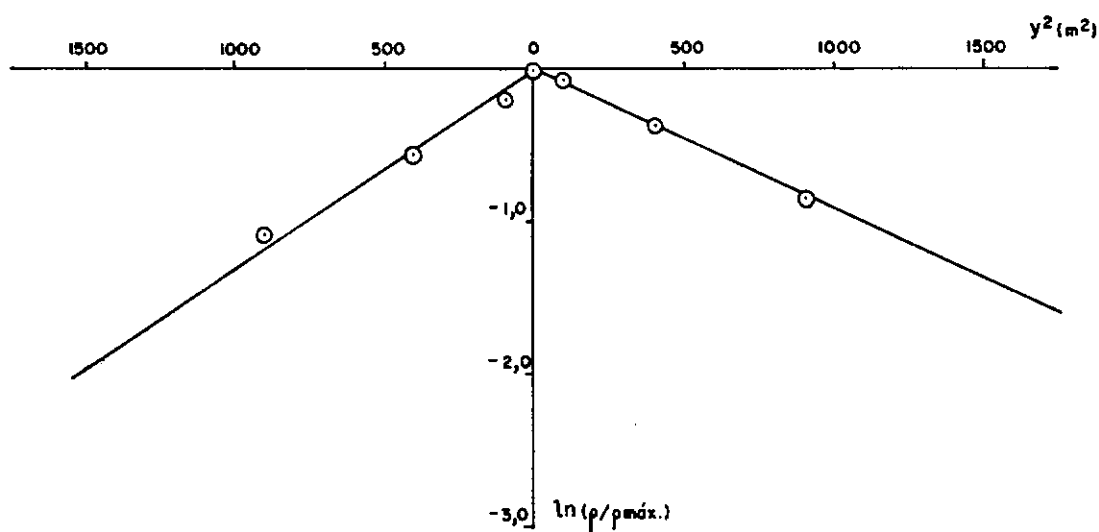


c) 22/12/80

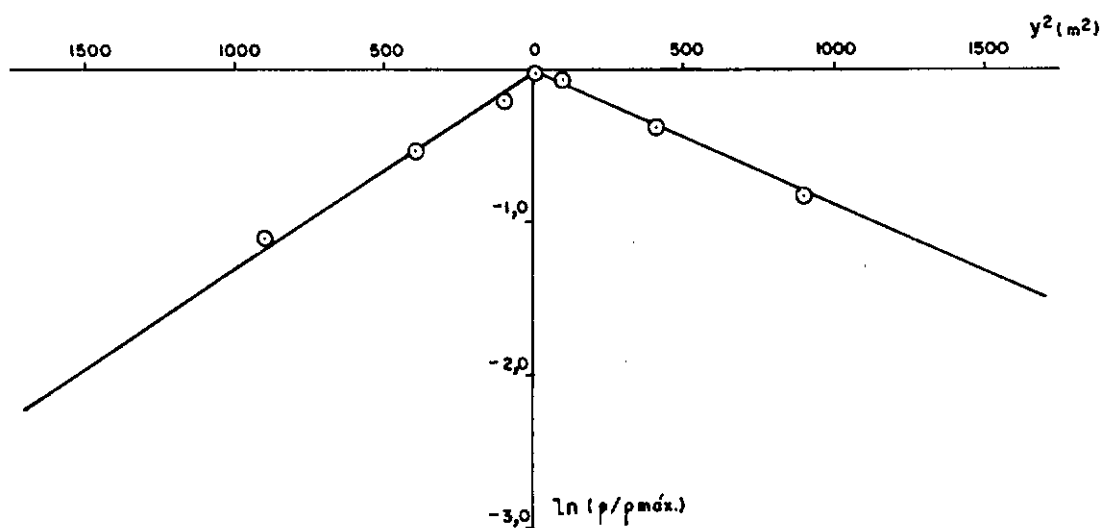
FIG. V. 31 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{máx.}) \times y^2$  - ESTACA 6222 + 6,00.



d) 26/01/81

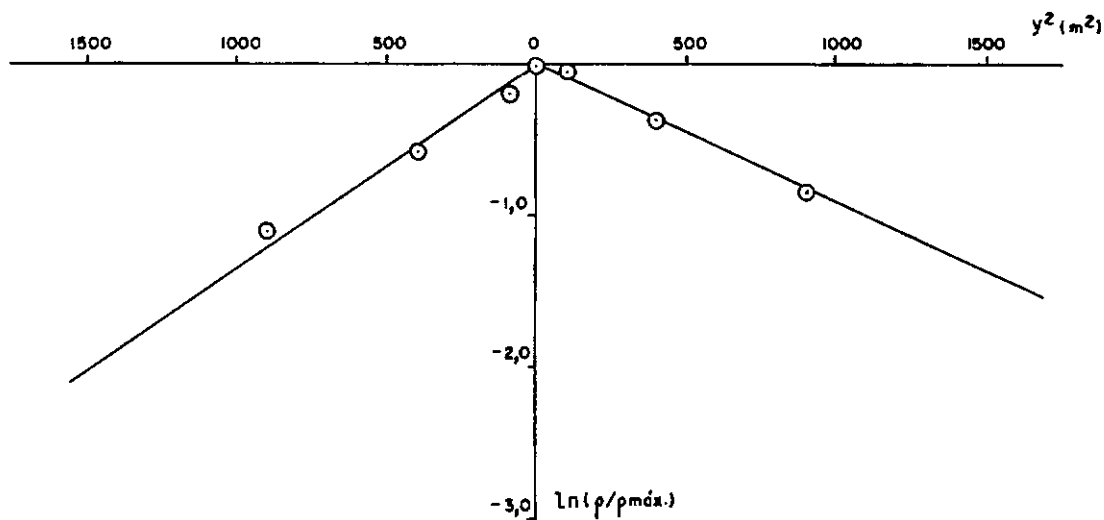


e) 09/02/81

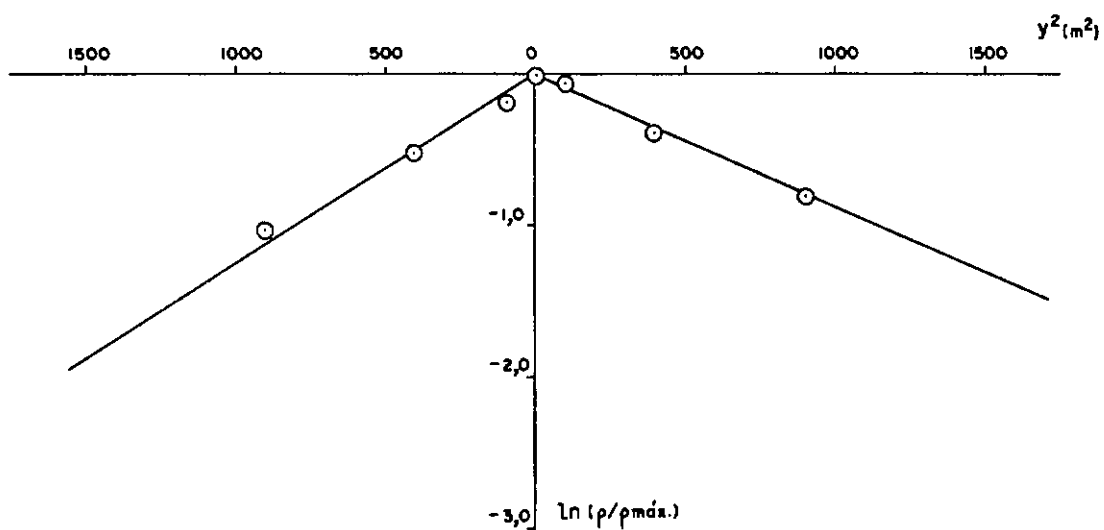


f) 05/03/81

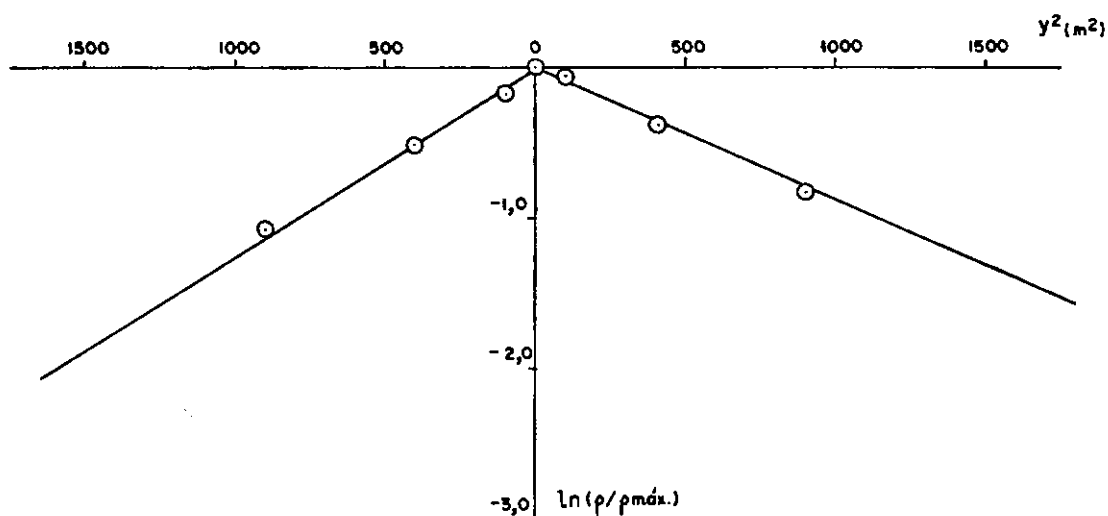
FIG.V. 31 - RELAÇÃO  $\ln(p/p_{máx.}) \times y^2$  - ESTACA 6222 + 6,00.



g) 13/03/81

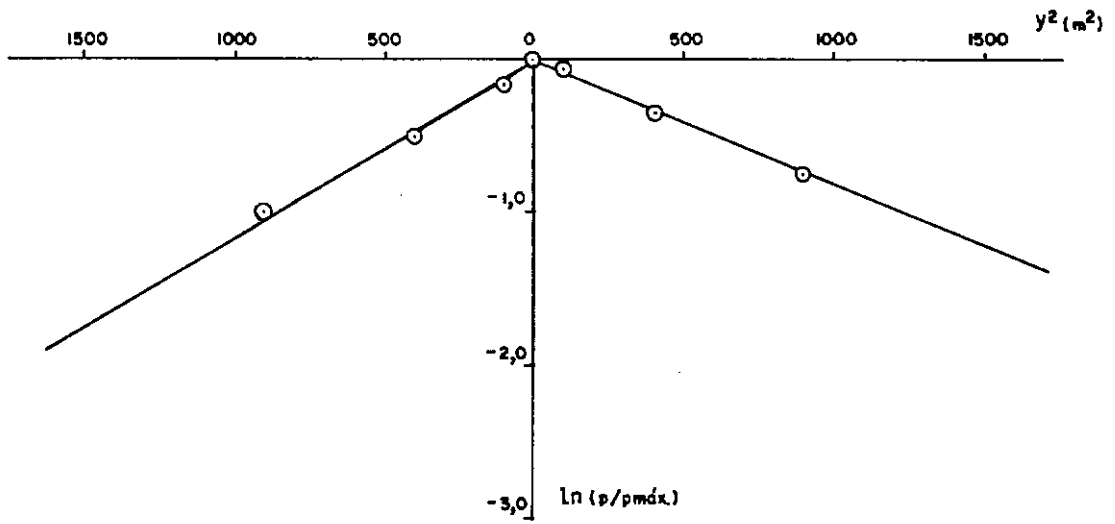


h) 09/04/81



i) 11/05/81

FIG. V. 31 - RELAÇÃO  $\ln(\rho/\rho_{máx.})$  x  $y^2$  - ESTACA 6222 + 6,00.



j) 22/04/82

FIG. V. 31-RELAÇÃO  $\ln(p/p_{\text{máx.}})$  x  $y^2$ -ESTACA 6222 + 6,00.



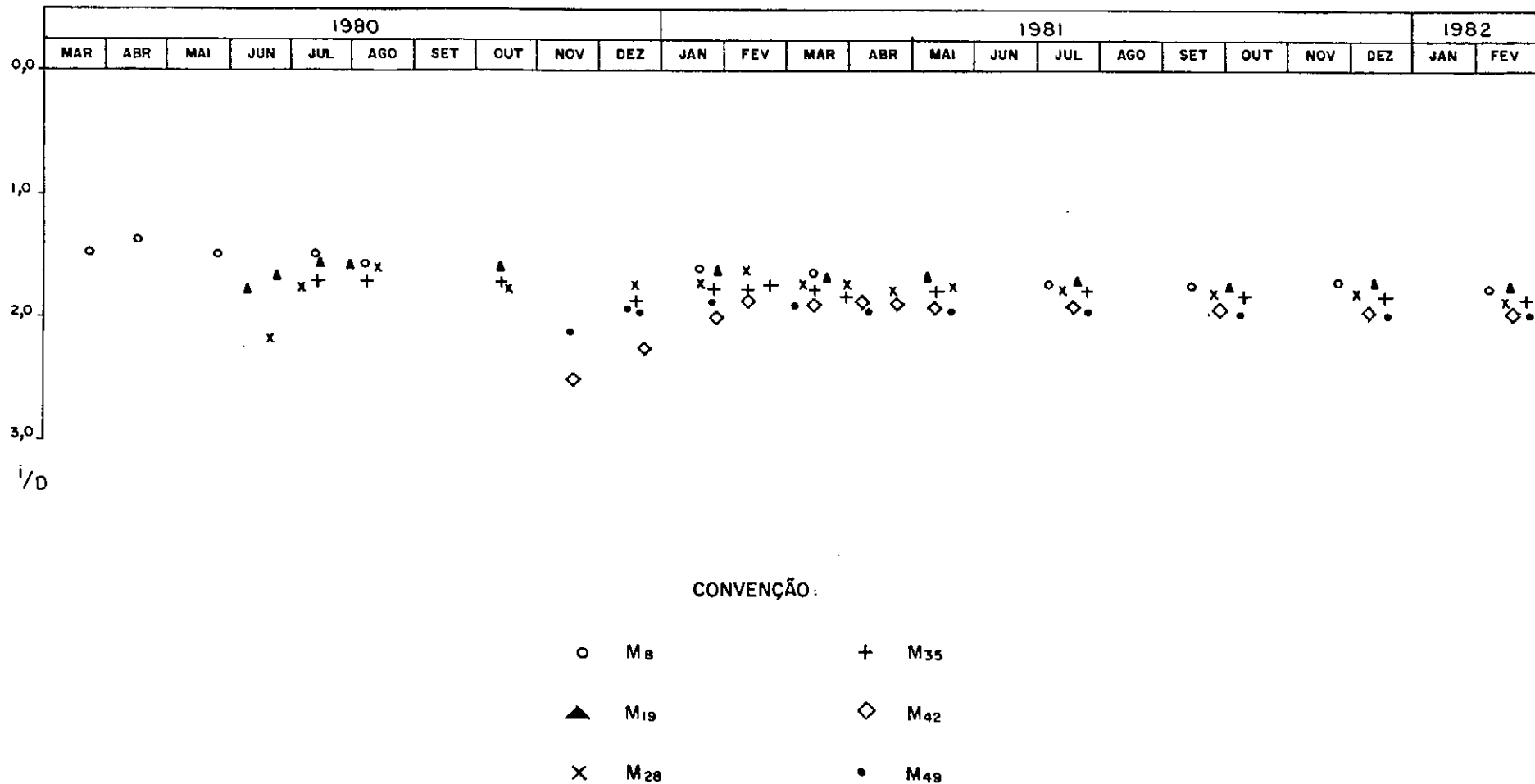


FIG. V. 32 - DISTÂNCIA DO PONTO DE INFLEXÃO DO PERFIL TRANSVERSAL DE RECALQUES AO EIXO DO TÚNEL VERSUS TEMPO.

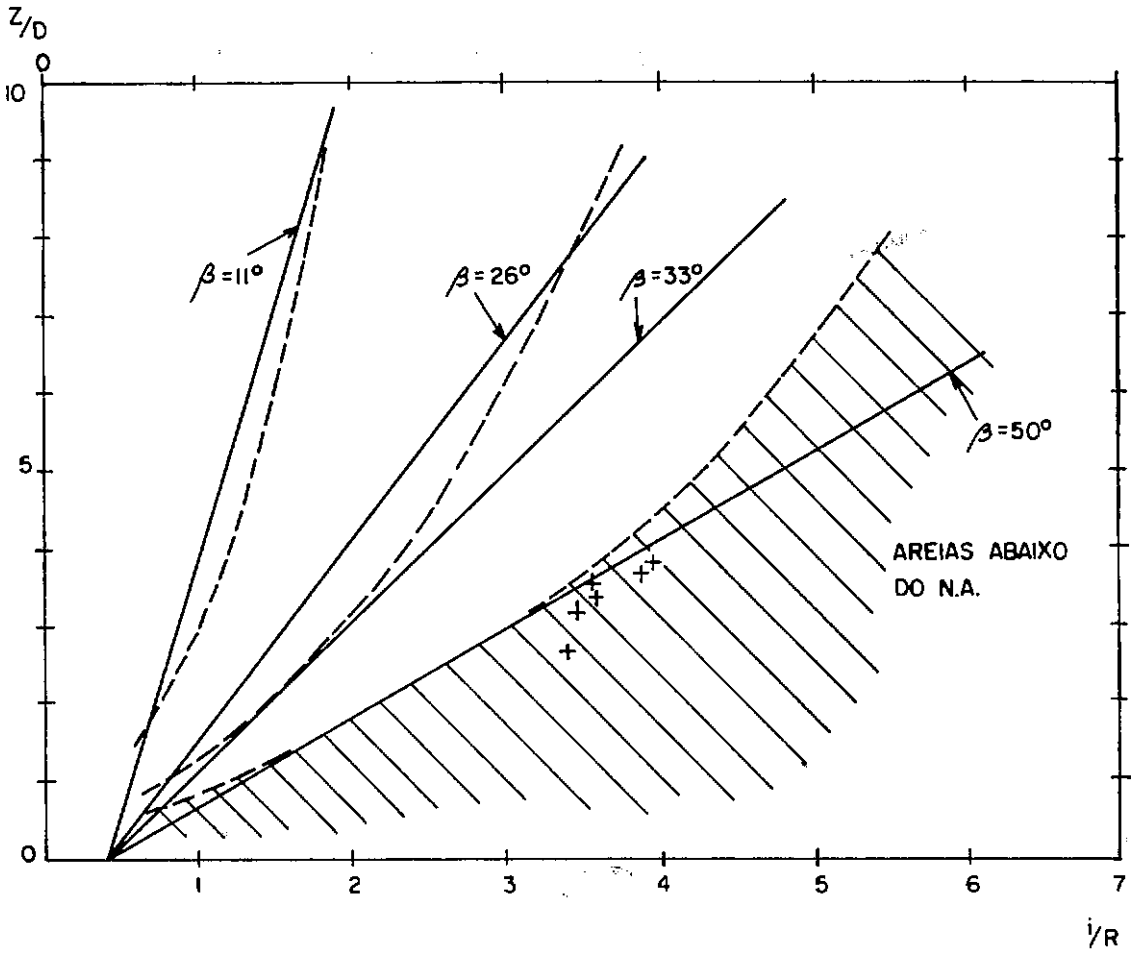
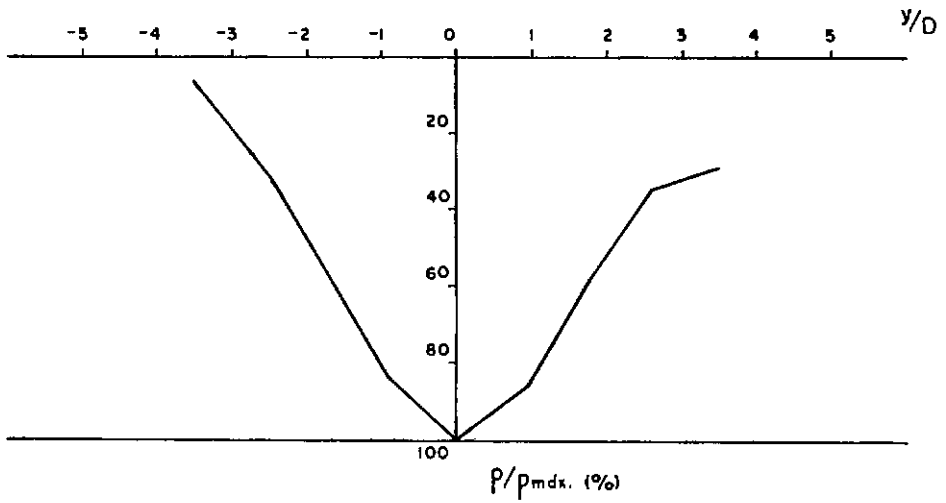
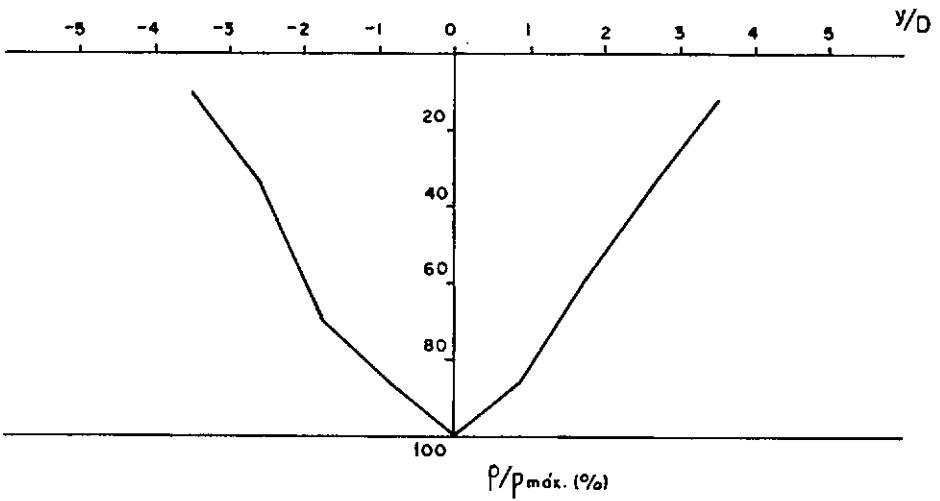


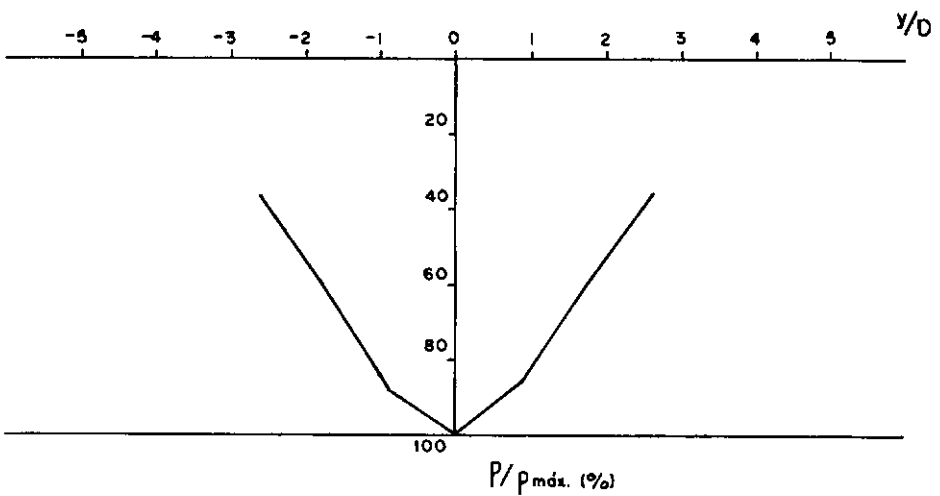
FIG. V. 33 - RELAÇÃO ENTRE  $i/R$  E  $Z/D$  PARA O T-03-01.



a) estaca 6218 + 5,00

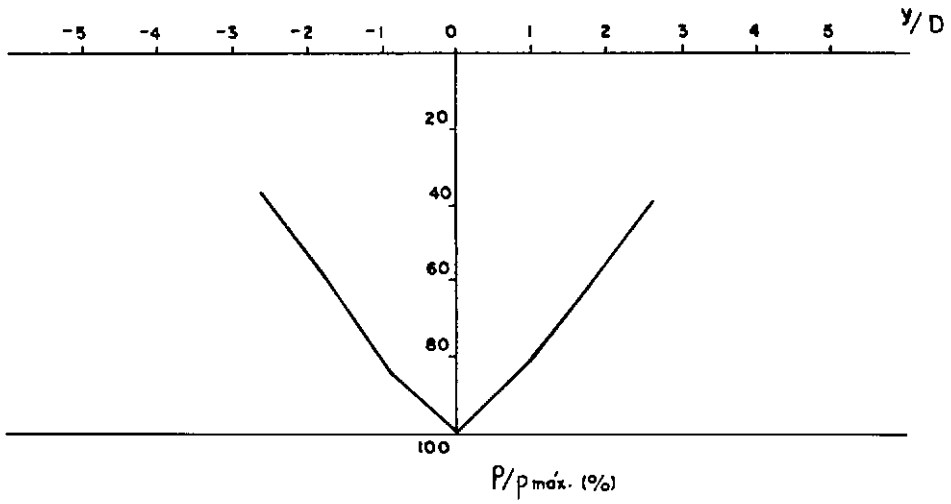


b) estaca 6219 + 10,00

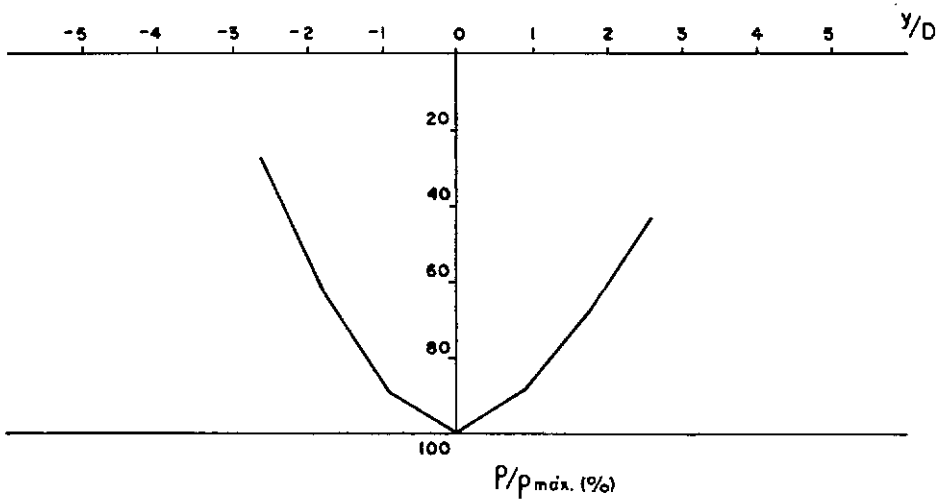


c) estaca 6220 + 10,00

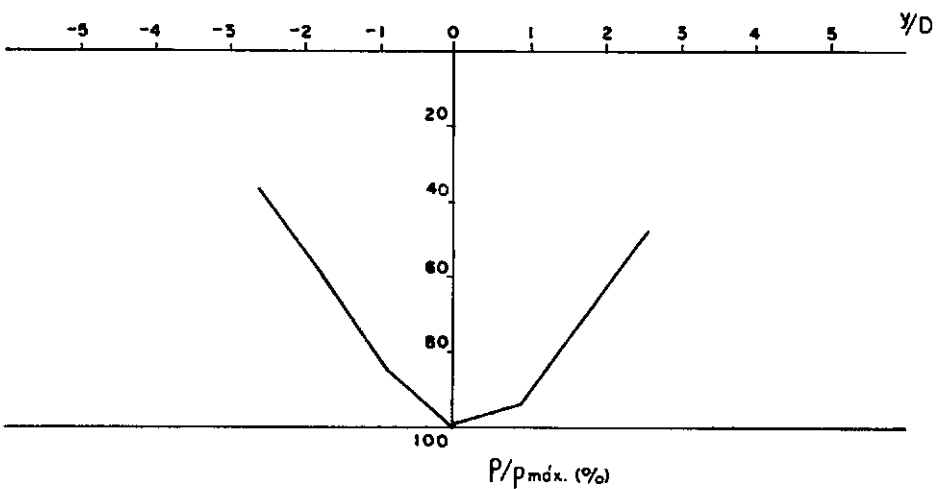
FIG. V. 34 - RECALQUE FINAL VERSUS DISTÂNCIA AO EIXO VERTICAL DO TÚNEL.



d) estaca 6221 + 2,00



e) estaca 6221 + 14,00



f) estaca 6222 + 6,00

1979	1980												1981										
DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV

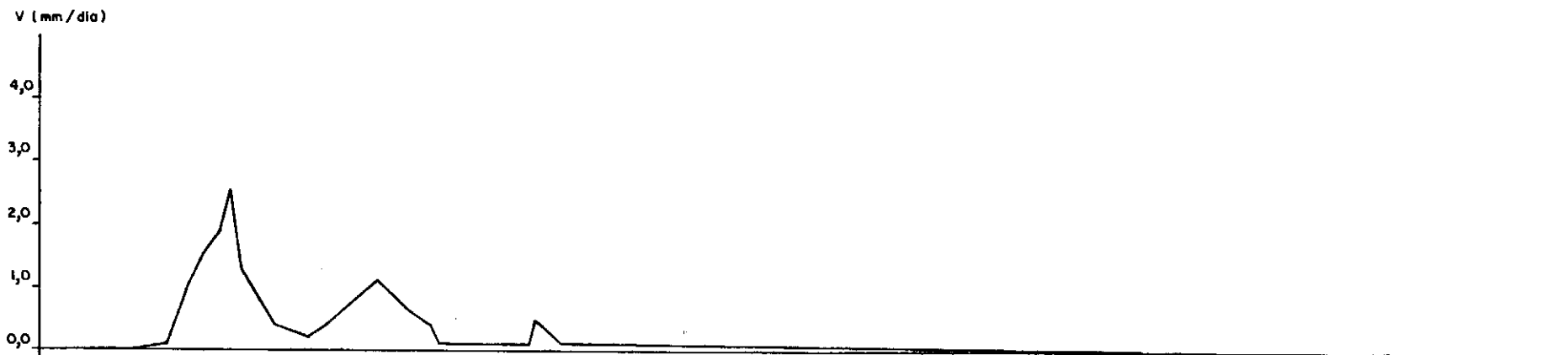


FIG.V. 35 - VELOCIDADE DE RECALQUES VERSUS TEMPO — MARCO M<sub>1</sub>



FIG. V. 36 - VELOCIDADE DE RECALQUES VERSUS TEMPO — MARCO M<sub>2</sub>

1979	1980												1981										
DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV

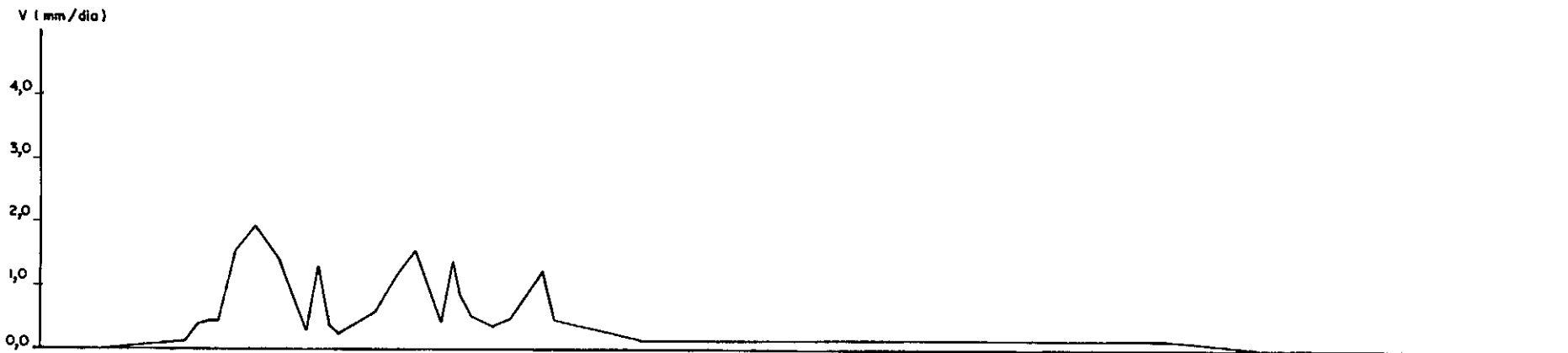


FIG. V. 37 - VELOCIDADE DE RECALQUES VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>3</sub>

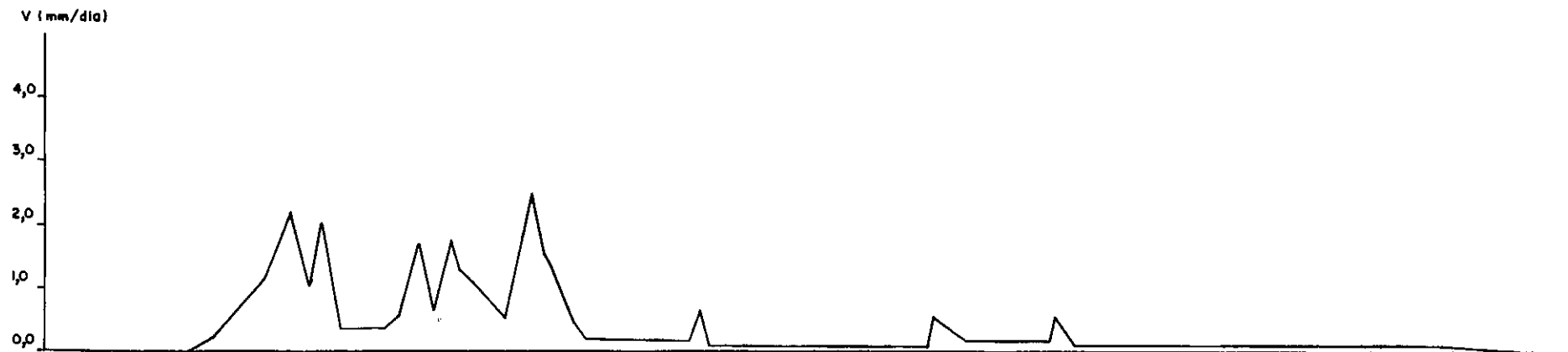
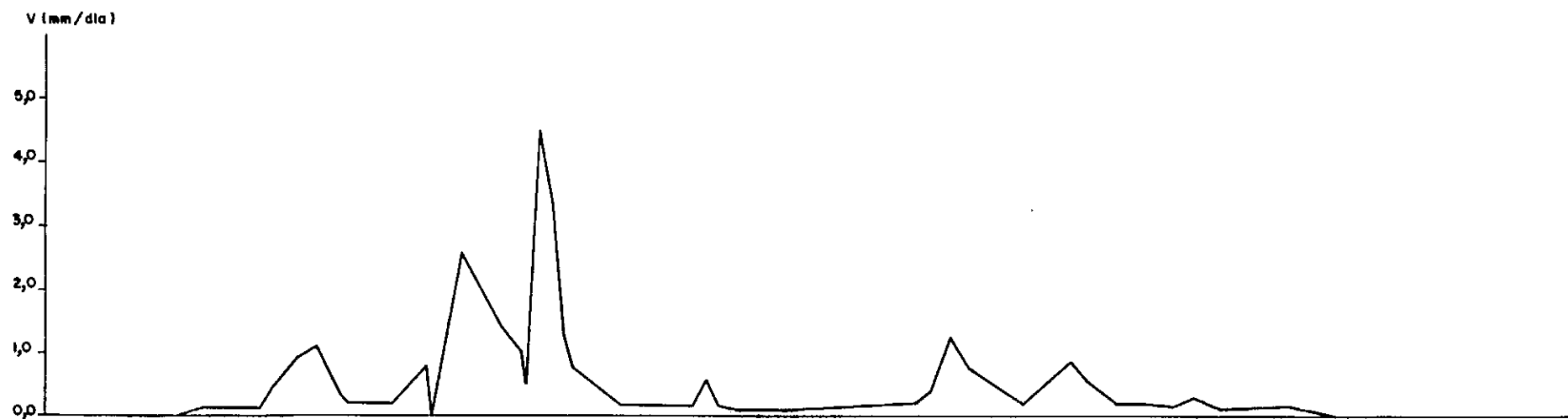
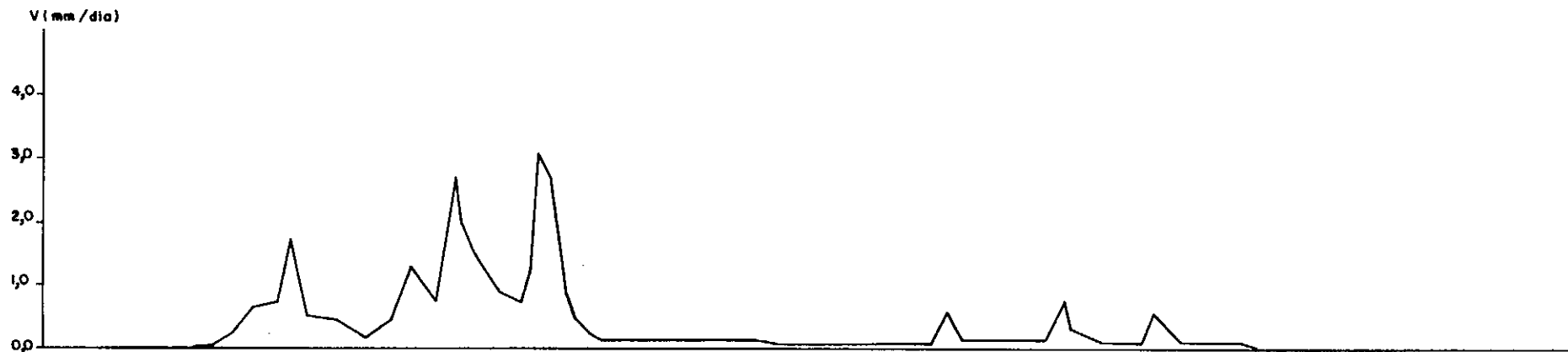
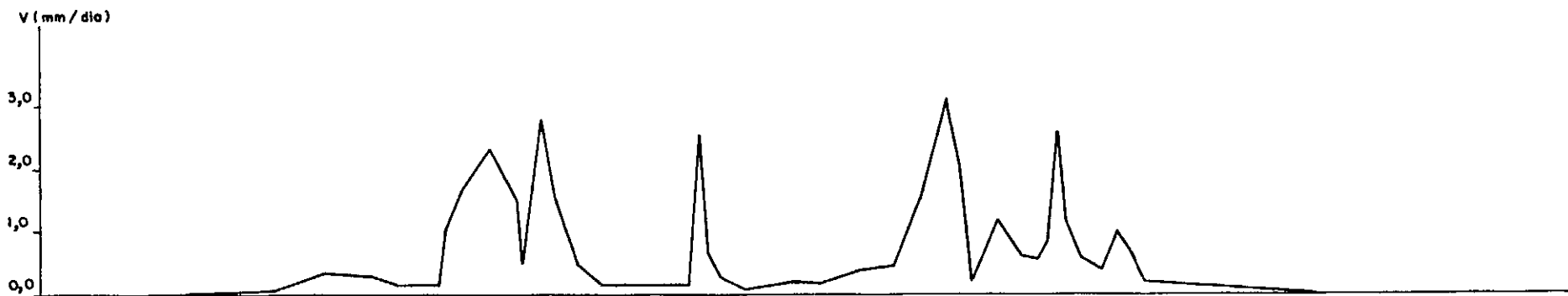
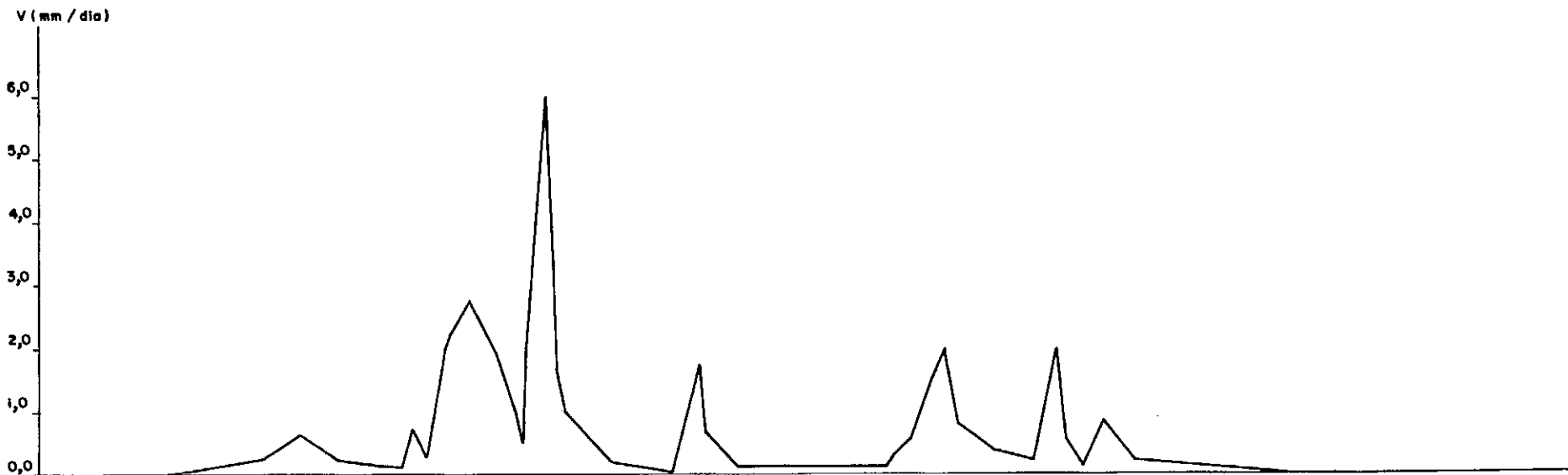


FIG. V. 38 - VELOCIDADE DE RECALQUES VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>8</sub>

1979	1980												1981										
DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV



1979	1980												1981										
DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV





1979	1980												1981									
DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT

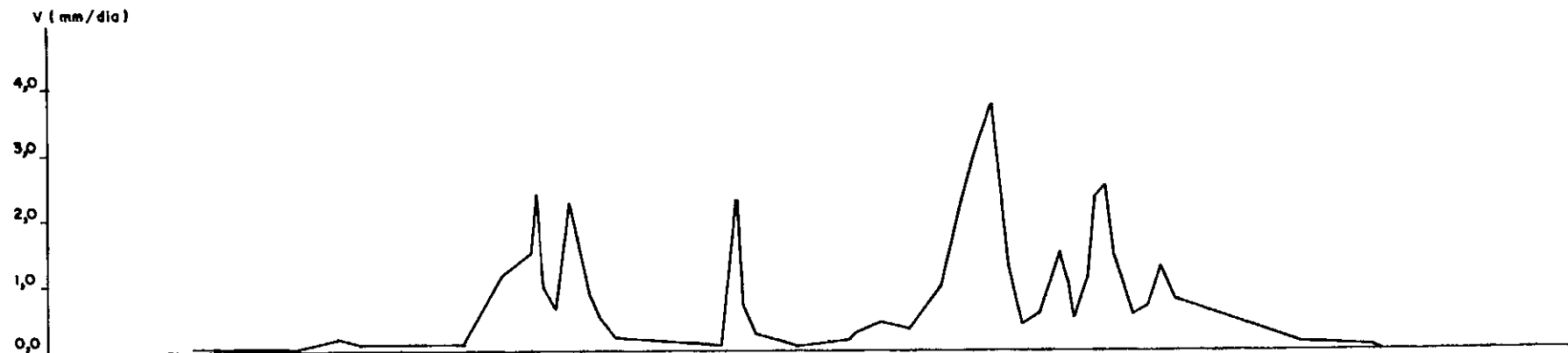


FIG. V.43 - VELOCIDADE DE RECALQUES VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>28</sub>

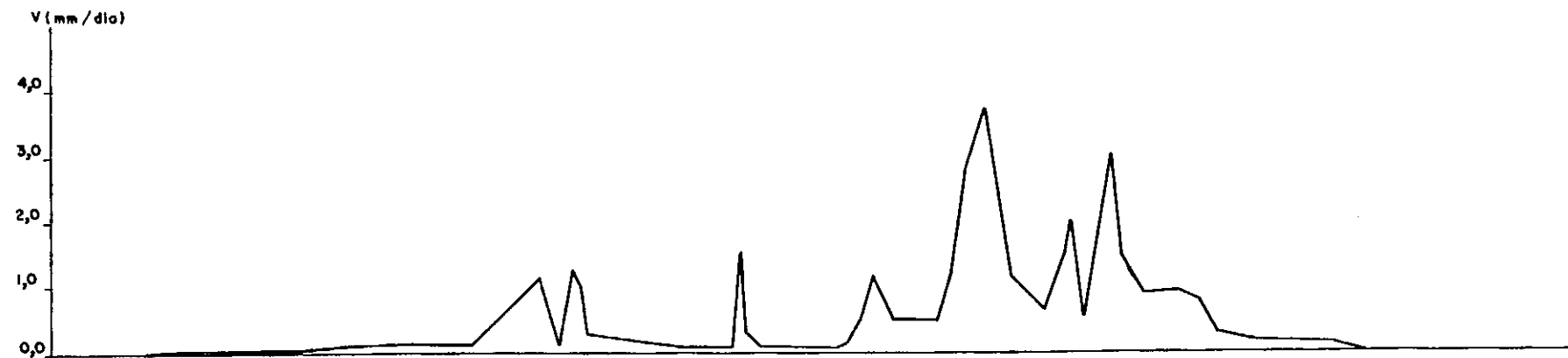


FIG. V.44 - VELOCIDADE DE RECALQUES VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>35</sub>

1979	1980												1981											
DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	

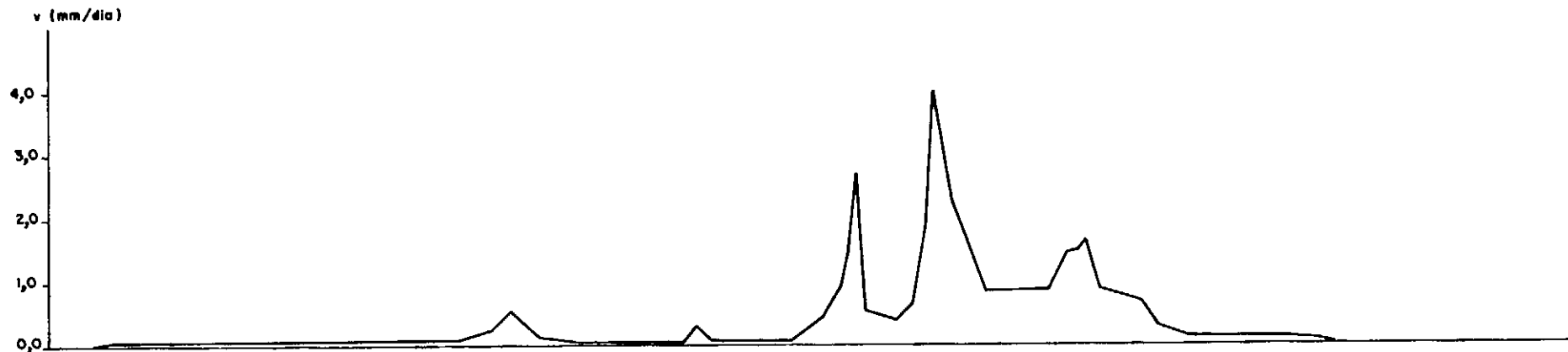


FIG. V. 45 - VELOCIDADE DE RECALQUES VERSUS TEMPO - MARCO M<sub>42</sub>

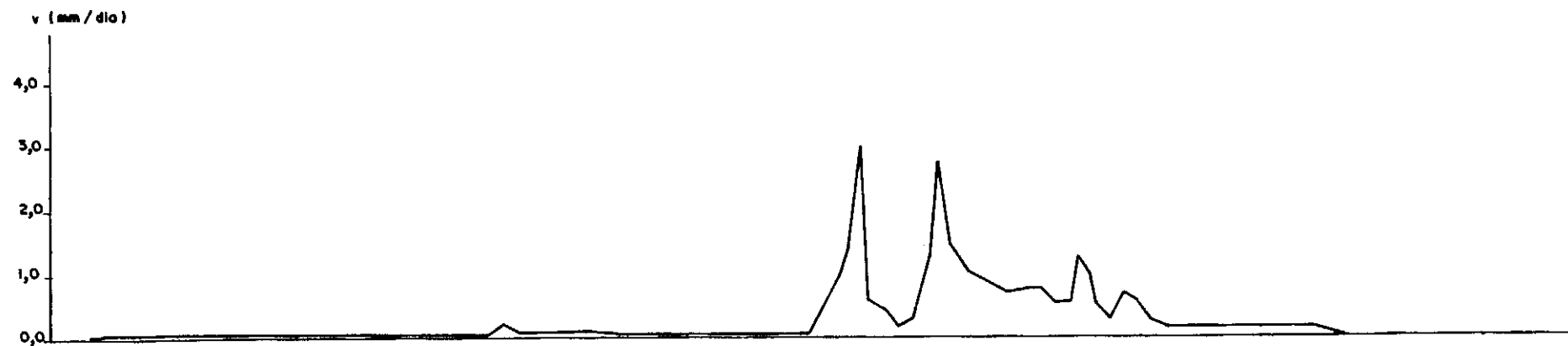
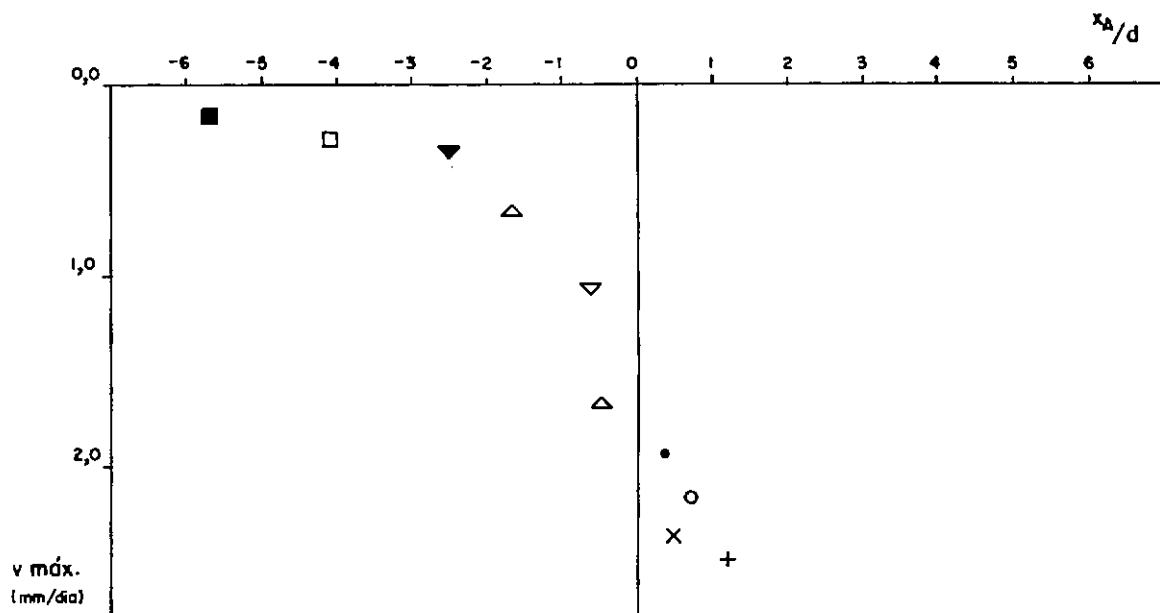
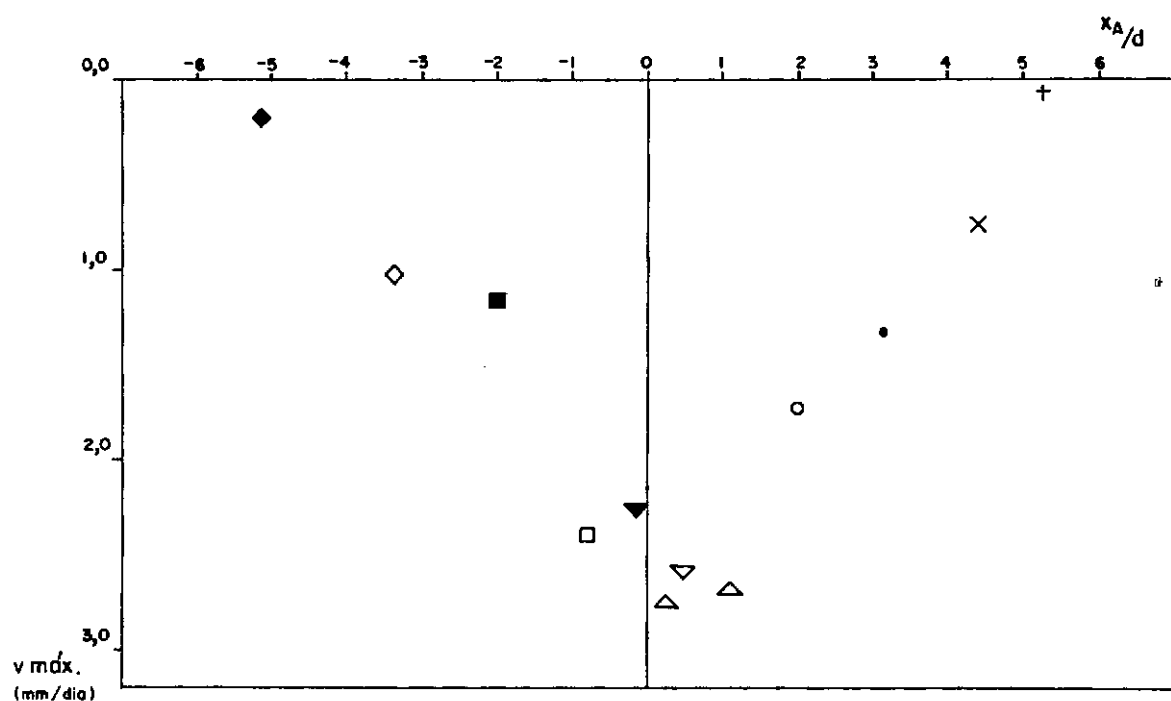


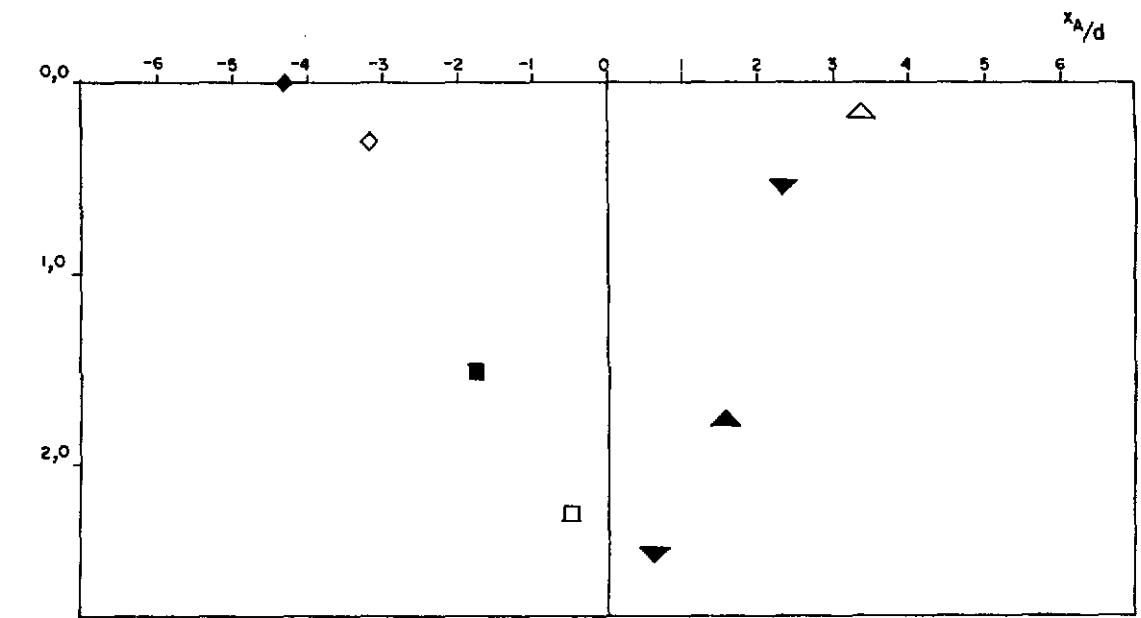
FIG. V. 46 - VELOCIDADE DE RECALQUES VERSUS TEMPO - M<sub>49</sub>



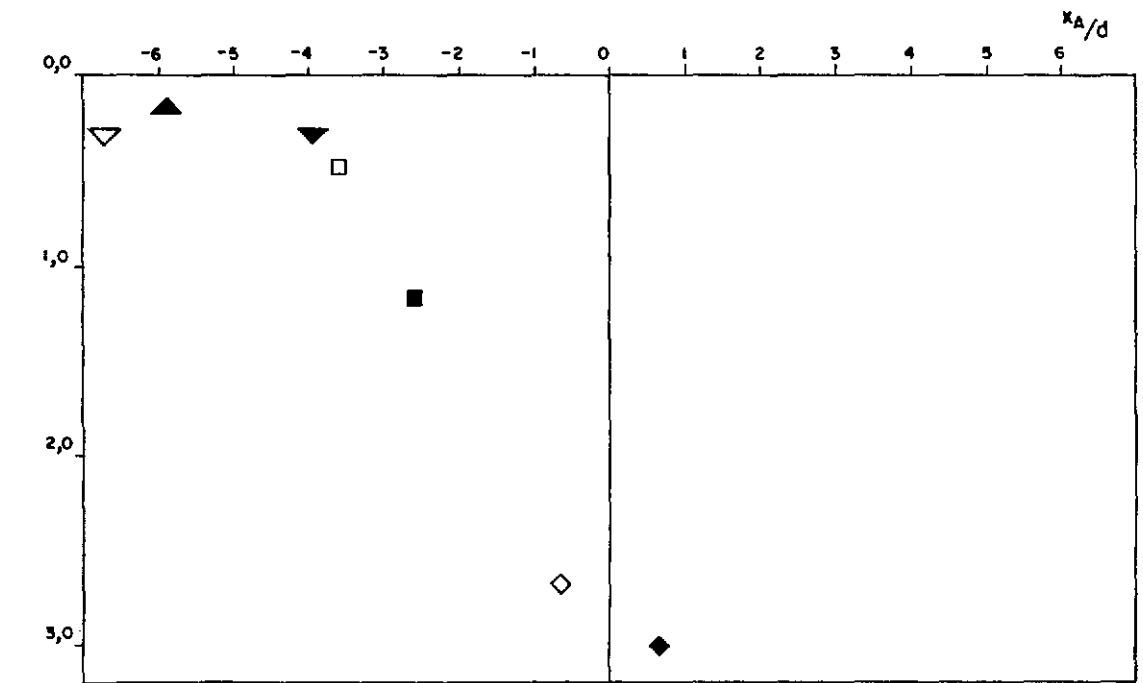
a) AVANÇO DA ESCAVAÇÃO DA ABÓBADA ENTRE AS ESTACAS  
6216 + 5,70 E 6218 + 19,30



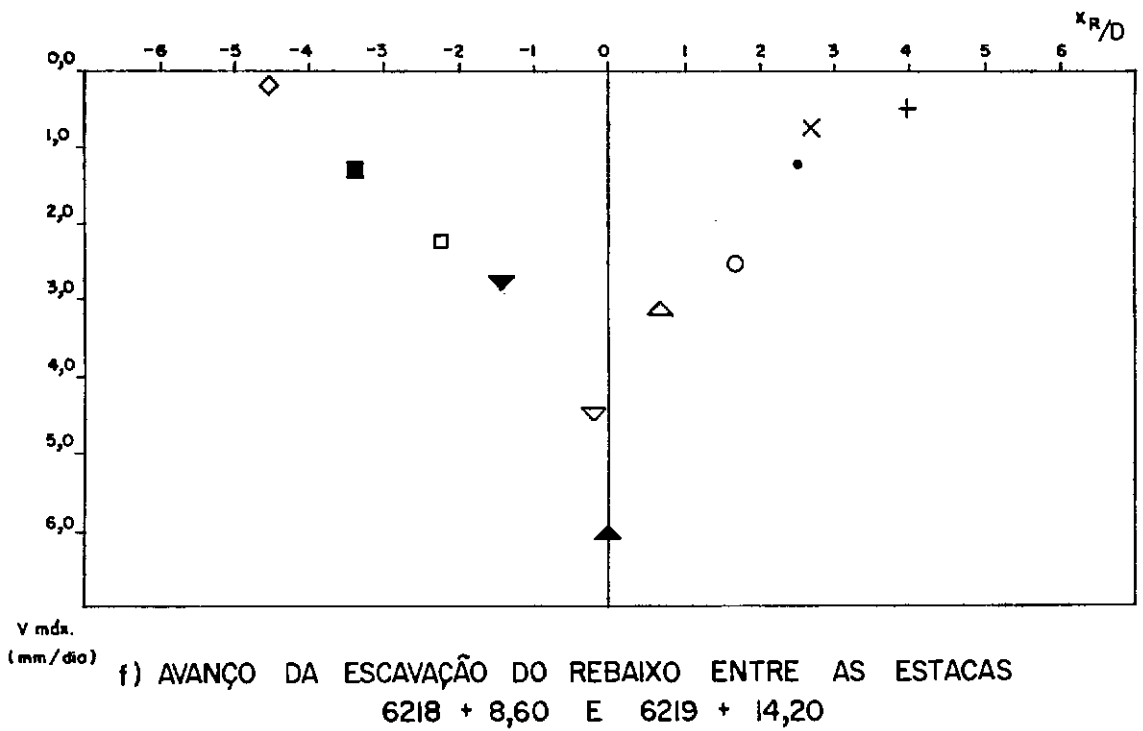
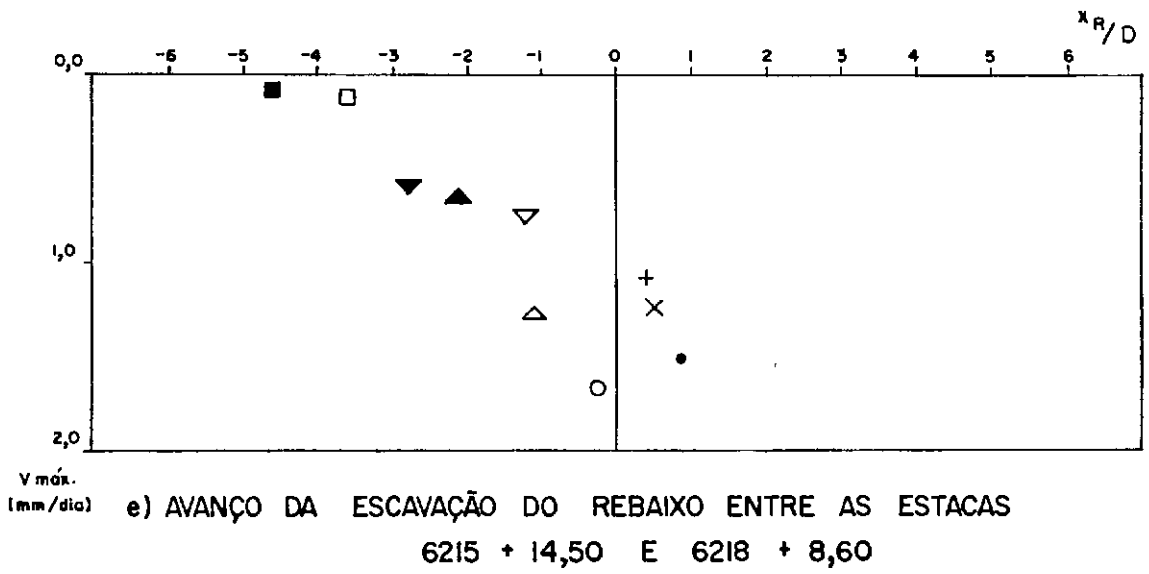
b) AVANÇO DA ESCAVAÇÃO DA ABÓBADA ENTRE AS ESTACAS  
6218 + 19,30 E 6220 + 5,40



c) AVANÇO DA ESCAVAÇÃO DA ABÓBADA ENTRE AS ESTACAS  
6220 + 5,40 E 6220 + 7,90 .



d) AVANÇO DA ESCAVAÇÃO DA ABÓBADA ENTRE AS ESTACAS  
6222 + 16,20 E 6221 + 16,50



CONVENÇÃO

+	M <sub>1</sub>	▲	M <sub>19</sub>
×	M <sub>2</sub>	▼	M <sub>24</sub>
•	M <sub>3</sub>	□	M <sub>28</sub>
○	M <sub>8</sub>	■	M <sub>35</sub>
△	M <sub>13</sub>	◇	M <sub>42</sub>
▽	M <sub>14</sub>	◆	M <sub>49</sub>

FIG. V.47 - VELOCIDADE DE PICO VERSUS DISTÂNCIA À FRENTE.

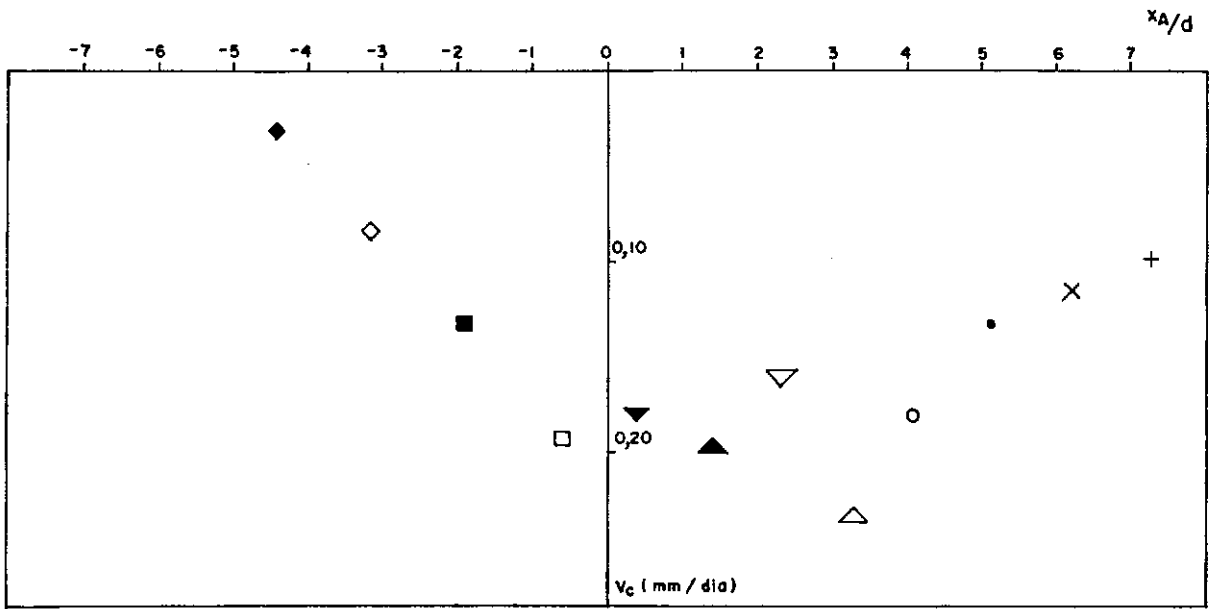


FIG.V.48 - VELOCIDADE MÉDIA DE ADENSAMENTO VERSUS DISTÂNCIA À FRENTE BH DE ESCAVAÇÃO DA ABÓBADA PARALIZADA NA ESTACA 6220 + 5,40.

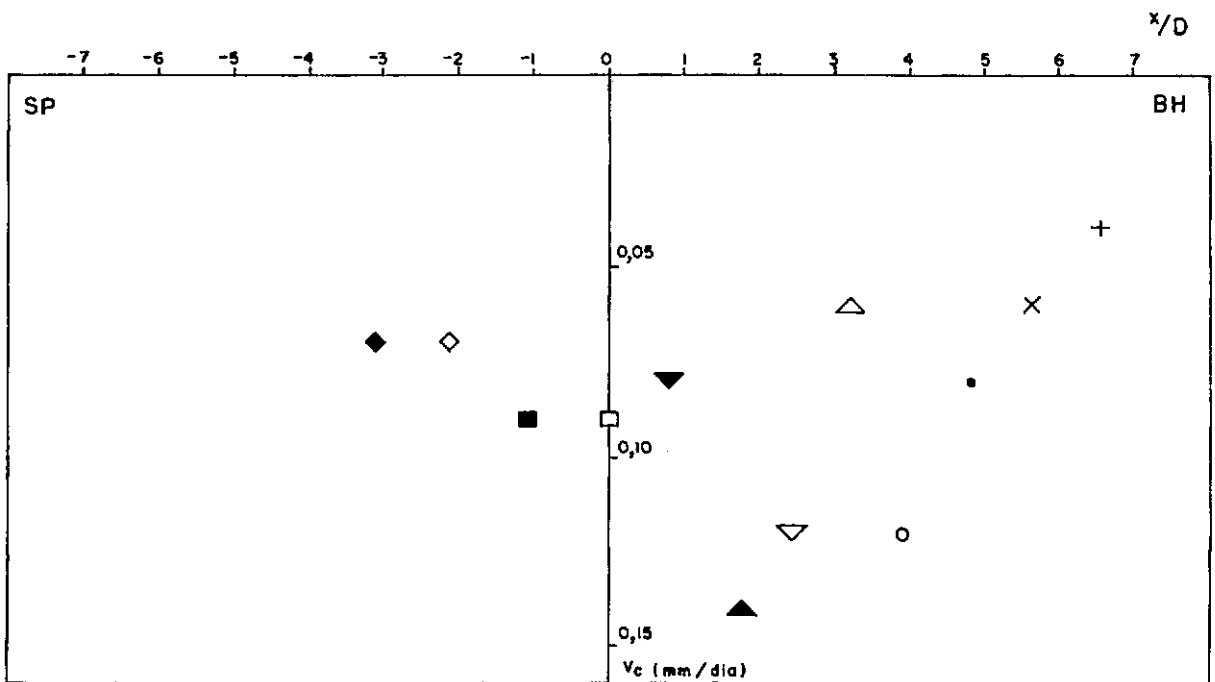


FIG.V.49 - VELOCIDADE MÉDIA DE ADENSAMENTO VERSUS DISTÂNCIA À ESTACA DE VAZAMENTO DO REBAIXO.

#### CONVENÇÃO

- |   |     |   |     |
|---|-----|---|-----|
| + | M1  | ▲ | M19 |
| × | M2  | ▼ | M24 |
| • | M3  | □ | M24 |
| ○ | M8  | ■ | M35 |
| △ | M13 | ◇ | M42 |
| ▽ | M14 | ◆ | M49 |

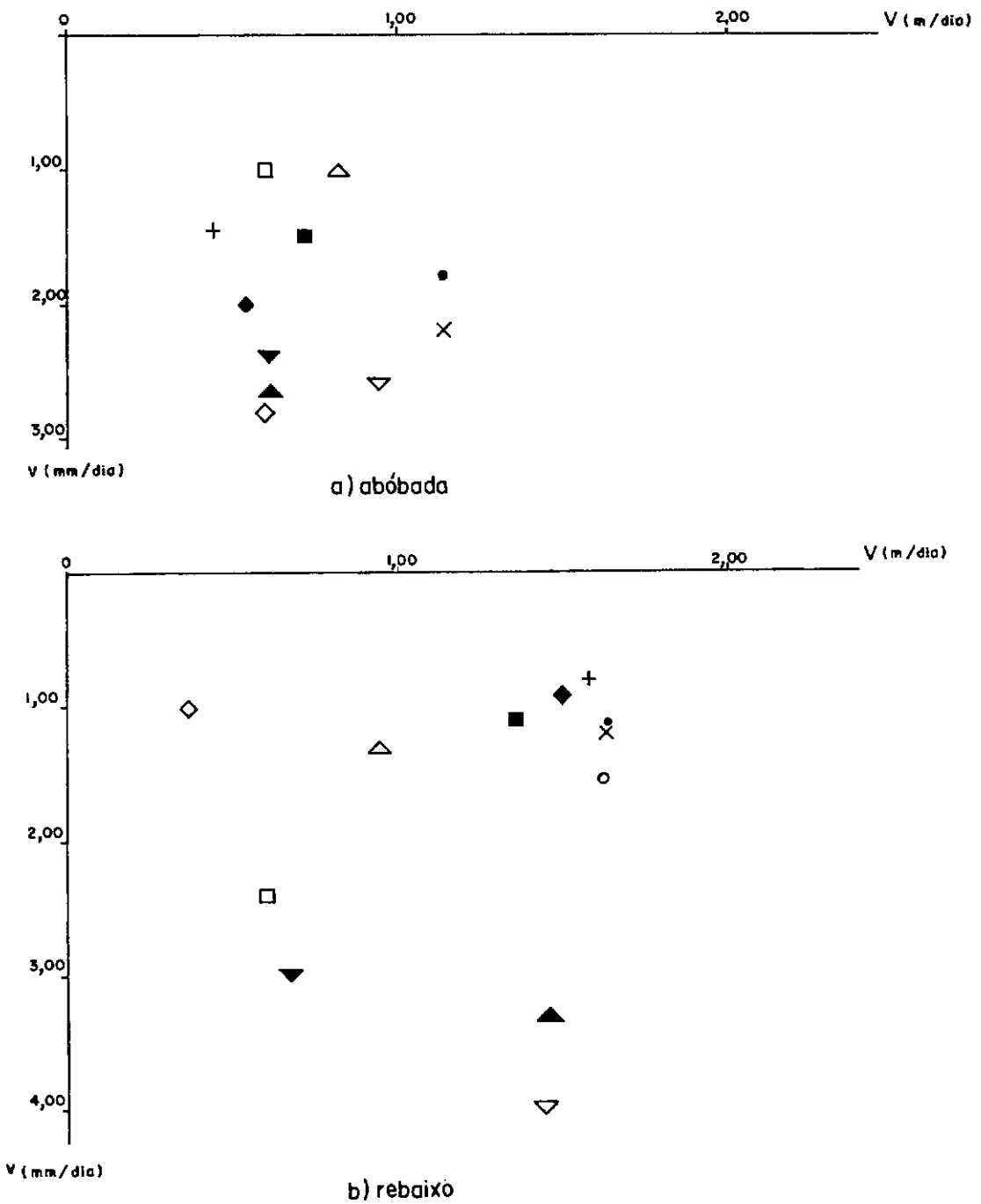


FIG.V.50 - VELOCIDADE DE RECALQUES VERSUS VELOCIDADE DE AVANÇO PARA DISTÂNCIA À FRENTE NULA.

## CAPÍTULO VI

### ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PREVISÕES E MEDIÇÕES

#### VI.1 INTRODUÇÃO

No capítulo IV foram enumerados os métodos mais conhecidos de previsão dos recalques superficiais provocados pela escavação de um túnel e no capítulo V, as medições efetuadas quando da execução de um trecho do T-03-01 da Ferrovia do Aço. Nesta fase do trabalho serão, então, comparados os valores de recalque medidos com os que seriam previstos utilizando-se os métodos relacionados.

Como já explicado anteriormente, serão enfocados, por absoluta falta de tempo, apenas os métodos analíticos, cuja principal vantagem em relação aos demais é a simplicidade de sua utilização. Esses métodos, no entanto, requerem a estimativa de alguns fatores baseada, geralmente, em casos históricos, sendo essa tarefa dificultada em vista da ainda pequena quantidade destes.

Dessa forma, as previsões oferecem uma faixa muito larga de valores que só tenderá a se estreitar na medida em que surgirem novos relatos de casos para vários tipos de material e vários fatores de profundidade (Z/D).

Como já mencionado no capítulo III, o T-03-01 atravessa, na região instrumentada, um terreno constituído principalmente de solo saprolítico de migmatito composto por uma faixa de silte pouco argiloso e outra silte arenoso pouco argiloso. Assim, levando-se em conta que os métodos de previsão dos recalques supõem, geralmente, a homogeneidade do maciço escavado, considerar-se-á nesta análise que o terreno compõe-se de material granular.

Escolheu-se a seção da estaca 6218 + 5,00 para comparação entre as medições e as previsões tendo em vista a influência praticamente nula da posição inicial das frentes de escavação e do vazamento do túnel nos recalques medidos nos marcos superficiais dessa seção.



## VI.2 MÉTODOS EMPÍRICOS

### VI.2.1 Modelo de Litwiniszyn

Como já exposto no capítulo IV, a distribuição transversal proposta por Litwiniszyn é dada pelas equações (IV-1), (IV-2) e (IV-3), reescritas a seguir, requerendo, portanto, a estimativa de três fatores:  $V_t$ ,  $n$  e  $K_a$ .

$$\rho(y) = \rho_{\text{máx}} \cdot \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (\text{IV-1})$$

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{0,8 V_t}{K_a \cdot D} \cdot \left(\frac{Z}{D}\right)^{-n} \quad (\text{IV-2})$$

$$i = R \cdot K_a \cdot \left(\frac{Z}{D}\right)^{-n} \quad (\text{IV-3})$$

A estimativa de  $V_t$  deve ser feita basicamente em função de valores obtidos em túneis executados sob condições semelhantes. Assim, observando-se a tabela IV.1, podem-se destacar os casos históricos listados na tabela VI.1. É verdade que a semelhança dos casos listados com a situação em análise é muito grosseira. No entanto, em virtude do pequeno número de casos disponíveis e tendo em vista estar se tratando de uma estimativa dos recalques, os mesmos podem ser considerados.

Pela tabela VI.1, verifica-se que em apenas dois túneis se tem registros de valores de  $V_t$ . Tomando-se a média, chega-se a um valor de  $0,058 V_E$ , onde  $V_E$  é o volume teórico escavado por metro linear. Para o T-03-01,  $V_t$  seria então estimado em aproximadamente  $5,8 \text{ m}^3/\text{m}$ .

$V_t$  pode ser estimado, também, em função de  $V_S$  conforme orientação de Attewell(1977) já citada no capítulo IV. Assim, considerando-se o maciço como sendo um solo granular pouco a muito compacto, e ainda as condições de construção como sendo precárias em vista das dificuldades expostas no capítulo III, tem-se que  $V_S$  está entre  $0,025 V_E$  e  $0,05 V_E$ , ou seja  $V_t$  é igual a 2,5 a  $5,0 \text{ m}^3/\text{m}$ .

Tendo-se em vista a existência de medições de recalques de ancoragens de extensômetros múltiplos, e que tais ancoragens estão localizados 1(um) metro acima da abóbada, pode-se

avaliar o volume de solo deslocado na periferia do túnel pela expressão (IV-6) prescrita por Cording e Hansmire (1975).

$$V_t = 2 \rho_v (R + Z') \quad (IV-6)$$

Assim, na altura da estaca 6218 + 5,00,  $V_t$  é em média aproximadamente igual a 3,2 m<sup>3</sup>/m, e na altura da estaca 6219 + 10,00, cerca de 5,0 m<sup>3</sup>/m (ver tabela VI.2). Esse valor de 3,2 m<sup>3</sup>/m será o adotado na determinação dos recalques.

Para a estimativa de  $K_a$  e  $n$  pode-se fazer uso dos gráficos da figura IV.3, assumindo para  $n$  valores entre 0,5 e 1,0, como proposto por Attewell (1977). Nesta análise foram feitas estimativas para valores de  $n$  iguais a 0,5; 0,8 e 1,0 com os valores de  $K_a$  máximos, médios e mínimos obtidos da figura IV.3a.

Os resultados das estimativas de  $\rho_{m\acute{a}x}$  e  $i$  pelo modelo de Litwiniszyn estão listados na tabela VI.4.

#### VI.2.2 Modelo de Sweet e Bogdanoff

Por este modelo é necessário estimar-se  $V_s$  e  $i$  para a definição da curva de recalques, dada também pela equação (IV-1), sendo  $\rho_{m\acute{a}x}$  obtido pela equação (IV-7).

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \quad (IV-7)$$

O valor de  $V_s$  pode ser determinado em função dos casos históricos da tabela VI.1. Assim, se se tomar a média dos valores listados chega-se a aproximadamente 0,033  $V_E$ , que para o caso do T-03-01 corresponde a 3,3 m<sup>3</sup>/m.

$V_s$  pode ser estimado também em função da qualidade da construção como exposto no item anterior, obtendo-se para o caso em análise uma faixa possível de valores entre 2,5 e 5,0 m<sup>3</sup>/m.

Pode-se ainda chegar ao valor de  $V_s$  em função do valor de  $V_t$ , estimado pela equação (IV-6) como descrito no item anterior. Supondo-se o maciço atravessado como sendo um material dilatante e seguindo-se as orientações de Kanji (1981), chega-se a 1,6 m<sup>3</sup>/m para a seção da estaca 6218 + 5,00 e 3,3 m<sup>3</sup>/m para a estaca 6219 + 10,00.

A estimativa de  $i$ , para o caso de solos não coesivos, é

feita pela equação (IV-8), onde K deve ser determinado pela tabela IV.1.

$$i = K \sqrt{Z} \quad (IV-8)$$

Adotando-se a média dos valores listados na tabela VI.1, encontra-se para K um valor igual a aproximadamente  $1,4 \text{ m}^{1/2}$ .

Os valores de  $\rho_{\text{máx}}$  e i determinados por este modelo encontram-se na tabela VI.4.

### VI.2.3 Método de Peck

Este método requer a determinação de  $\rho_{\text{máx}}$  e i para se obter o perfil transversal dos recalques superficiais.

Peck (1969) sugere que  $\rho_{\text{máx}}$  seja estimado com base em casos históricos similares. No entanto, observa-se nos casos listados na tabela VI.1 uma grande dispersão dos valores de  $\rho_{\text{máx}}$ , que variam de 18,3 a 152 mm, com uma média de 83 mm. Se ao invés dos valores de  $\rho_{\text{máx}}$ , forem tomadas as relações  $\rho_{\text{máx}}/Z$ , que variam entre 0,2 e 1,0%, chega-se a um valor médio de 0,7%, que corresponde para o marco M8 a 214 mm.

Em vista das dispersões encontradas nos valores correspondentes aos casos da tabela VI.1, obteve-se  $\rho_{\text{máx}}$  pela equação (IV-7), sendo  $V_s$  estimado conforme exposto no item anterior.

Segundo Peck (1969), o parâmetro i deve ser determinado pelo ábaco da figura IV.5. Como já citado no item VI.2.1, o maciço atravessado pelo túnel T-03-01 constitui-se basicamente de silte arenoso pouco argiloso, com nível d'água 4 a 7 metros acima da abóbada. Dessa forma, classificou-se o solo no grupo das areias abaixo do nível d'água. Para o caso da seção na estaca 6218 + 5,00, com fator de profundidade igual a aproximadamente 2,7, tem-se um valor de  $i/R$  maior ou igual a 2,7, ou seja, i maior ou igual a 15,5 metros.

Os resultados obtidos por este método estão listados na tabela VI.4.

### VI.2.4 Método de Cording e Hansmire

Neste caso, deve-se estimar  $V_s$  e i para definição dos

recalques superficiais, sendo  $\rho_{\text{máx}}$  dado pela equação (IV-14), onde  $\omega = 2,5 i$ .

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{V_s}{\omega} \quad (\text{IV-14})$$

O valor de  $V_s$  é o mesmo determinado no item VI.2.1 e o valor de  $i$  é obtido da figura IV.7. Para o caso do T-03-01, classificou-se o maciço atravessado como areia abaixo do nível d'água, o que corresponde a valores de  $\beta$  maiores ou iguais a  $50^\circ$ .

Na tabela VI.4 encontram-se relacionados os resultados deste método aplicado para a seção da estaca 6218 + 5,00. Nota-se que esses resultados são idênticos aos do Método de Peck.

#### VI.2.5 Método de Attewell

Tal como o anterior, este método requer a determinação de  $V_s$  e  $i$  para se estimar a distribuição transversal dos recalques superficiais. Neste caso,  $\rho_{\text{máx}}$  também é obtido pela equação (IV-14), onde agora  $\omega = 3i$ . A determinação de  $i$  é feita através da equação (IV-18), sendo  $\beta'$  definido pela equação (IV-17).

$$\beta' = 45^\circ - \phi' / 2 \quad (\text{IV-17})$$

$$\omega = R \cdot \sec \beta' + (H + R) \cdot \tan \beta' \quad (\text{IV-18})$$

O valor de  $\phi'$ , para o T-03-01, foi obtido de ensaios triaxiais CD cujos resultados foram apresentados no capítulo III. Tomando-se o valor correspondente à envoltória média das amostras 1 e 2, tem-se  $\phi'$  igual a  $26^\circ$ , implicando em um valor de  $\beta'$  igual a  $32^\circ$ . Assim, para a seção na estaca 6218 + 5,00, tem-se  $i$  igual a 8,6 metros.

Observa-se que o valor de  $\beta'$  encontrado corresponde no ábaco de Cording e Hansmire (1975) às argilas moles e rijas, fugindo, portanto, às hipóteses sobre o maciço atravessado.

Os valores obtidos por este método foram também incluídos na tabela VI.4.

### VI.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

#### VI.3.1 Método de Oteo e Moya

Segundo Oteo e Moya, a distribuição transversal dos recalques é dada também pela equação(IV-1), sendo  $\rho_{\text{máx}}$  e  $i$  definidos pelas expressões(IV-19) e (IV-20).

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{\gamma \cdot D^2}{E} (0,85 - \nu) \cdot \psi \quad (\text{IV-19})$$

$$i = (1,05 \cdot \frac{Z}{D} - 0,42) \cdot \eta \quad (\text{IV-20})$$

No caso do T-03-01, para o valor de  $\gamma$  foi adotada a média ponderada dos pesos específicos das camadas que compõem o terreno atravessado(tabela III.4). Para o parâmetro  $E$  foi calculada a média dos módulos de elasticidade tangentes obtidos dos ensaios triaxiais CD para valores de  $\sigma_3$  iguais a 50 kN/m<sup>2</sup>, 150 kN/m<sup>2</sup> e 300 kN/m<sup>2</sup> (tabela III.5). Já para o coeficiente de Poisson foram adotados valores iguais a 0,25; 0,35 e 0,45; de modo a verificar a influência desse parâmetro na estimativa dos recalques superficiais. Assim foram utilizados os seguintes valores.

$$\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 60000 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0,25 - 0,35 - 0,45$$

Os parâmetros  $\psi$  e  $\eta$ , como já citado no item IV.3.1, são fatores de correção utilizados para levar em consideração as diferenças entre as hipóteses adotadas pelo método e o que ocorre na realidade. O valor de  $\eta$  pode ser obtido através dos casos históricos semelhantes ao T-03-01, listados na tabela VI.1. No entanto, não existe nenhuma indicação por parte de Oteo e Moya de como determinar o parâmetro  $\psi$ , nem foi possível definir valores para os casos históricos semelhantes por falta de dados sobre  $E$  e  $\nu$ . Assim,  $\rho_{\text{máx}}$  e  $i$  foram expressos em função de  $\psi$  e  $\eta$ , sendo estes parâmetros determinados para o T-03-01 por comparação com os valores medidos.

#### VI.3.2 Método de Reséndiz e Romo

Este método considera que a distribuição transversal

dos recalques superficiais é representada não mais por uma curva de probabilidades mas sim por curvas exponenciais correspondentes a duas parcelas de recalque: uma relativa aos movimentos de correntes do alívio de tensões na frente de escavação; a segunda proveniente dos deslocamentos radiais de solo na direção do túnel. As expressões necessárias à utilização deste método estão reescritas abaixo.

$$\frac{\rho'(x)}{H + D} = 0,0058 \cdot (\sigma^0_h - \sigma_i) \cdot \frac{\epsilon_f}{\sigma_{df}} \cdot F_1 \quad (IV-23)$$

$$\frac{\rho'(y)}{\rho'_{\text{máx}}} = \exp \left[ - \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{y'}{0,30 + 0,18 \cdot y'} \right)^2 \right] \quad (IV-24)$$

$$\frac{\rho''(y)}{\rho''_{\text{máx}}} = \exp \left[ - \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{y'}{0,23 + 0,43 y'} \right)^2 \right] \quad (IV-26)$$

$$\frac{\rho''_{\text{máx}}}{\delta} = (1 + (H/D) \epsilon_f)^{-2,4} \quad (IV-27)$$

Nessas expressões,  $\rho'_{\text{máx}}$  é o mesmo  $\rho'(x)$  obtido pela equação(IV-23) e  $y'$  é dado pela equação(IV-25).

$$y' = \frac{y}{H + D} \quad (IV-25)$$

Portanto, para a utilização deste método são necessárias as determinações de  $\epsilon_f$  e  $\sigma_{df}$  através de ensaios de laboratório, a estimativa da tensão horizontal inicial  $\sigma^0_h$ , a qual é particularmente difícil tendo em vista a precariedade de informações sobre a história geológica do maciço terroso, e a estimativa de  $\delta$ , que deve ser feita com base nos casos históricos semelhantes por não haver nenhuma outra indicação de como determinar este parâmetro.

Pode-se notar que este método é o único que considera a influência da posição inicial das frentes de escavação nos recalques superficiais. No entanto, deve-se ressaltar também que a sua aplicação está condicionada a que a curva tensão-deformação do terreno possa ser representada pela equação hiperbólica de Konder(1963), representada abaixo.

$$\sigma_d = \frac{\epsilon}{a + b \cdot \epsilon} \quad (IV-25)$$

Durante as escavações do túnel T-03-01 não houve aplicação de nenhuma pressão interna, seja de ar comprimido, seja de lama bentonítica, implicando assim num valor de  $\sigma_i$  nulo. Para o caso em análise, pôde-se também estimar o valor  $\sigma^0_h$  através dos ensaios pressiométricos executados na região e cujos resultados encontram-se listados nas tabelas III.1 a III.3.

Devido à total inexistência de orientações para a estimativa de  $\delta$ , foi adotado o valor médio dos recalques medidos nas ancoragens A1 dos extensômetros múltiplos de superfície (tabela VI.2), considerando-se que, pela pequena distância dessas ancoragens à abóbada, os seus deslocamentos são muito próximos dos deslocamentos do maciço na direção do túnel.

Os valores de  $\epsilon_f$  e  $\sigma_{df}$  foram obtidos dos ensaios triaxiais CD realizados para essa instrumentação. Como, por definição, esses parâmetros são valores médios da superfície ao nível do eixo do túnel, foram adotadas as médias dos resultados dos ensaios correspondentes às tensões confinantes iguais a 50, 150 e 300 kN/m<sup>2</sup> (tabela III.5). Ainda com relação aos ensaios triaxiais, a adaptação das curvas tensão-deformação obtidas ao modelo de Kondner está demonstrada na figura III.17.

Os resultados alcançados com a aplicação deste método para o caso da seção na estaca 6218 + 5,00 estão listados na tabela VI.4. Na tabela VI.3 foram relacionados, para efeito de comparação, os valores dos recalques medidos e estimados para os marcos M1, M2, M3 e M8, com a consideração da proximidade da frente de escavação.

### VI.3.3 Método de Limanov

Este método considera a curva de distribuição dos recalques superficiais dada pela equação (IV-30), onde o recalque máximo é obtido pela equação (IV-31) e não se tem nenhuma indicação da estimativa de  $i$ .

$$\rho = \rho_{\text{máx}} \left(1 - \frac{Y}{2i}\right)^4 e^{4Y/2i} \quad (\text{IV-30})$$

$$\rho_{\text{máx}} = (1 - \nu^2) \cdot \frac{p}{E} \cdot \frac{4 R^2 Z}{Z^2 - R^2} \quad (\text{IV-31})$$

Na expressão (IV-31),  $p$  é a pressão de terras que ocorre

na altura do eixo longitudinal do túnel e os valores adotados para  $E$  e  $\nu$  são os mesmos definidos para o Método de Oteo e Moya.

Na tabela VI.4 estão relacionados os resultados deste método.

#### VI.3.4 Método de Széchy

Este método, assim como o de Reséndiz e Romo, considera o recalque máximo como sendo composto por duas parcelas: uma devida ao movimento do terreno na direção do túnel através da frente de escavação e a outra ao vazio deixado entre o maciço e o revestimento provisório. A primeira parcela corresponde à equação (IV-32) e a segunda, à equação (IV-34).

$$\rho'_{\text{máx}} = \frac{3(\pi R^2 \text{tg} \alpha + V_0/R)}{4 \text{tg}^2 \beta' (R(1 + \text{cosec } \beta') + H(2 + \text{cosec } \beta' + H/R))} \quad (\text{IV-32})$$

$$\rho''_{\text{máx}} = \rho_B \cdot \frac{h + j}{j} \quad (\text{IV-34})$$

$$\rho_B = \frac{\pi \cdot B \cdot \left( \frac{B^2 \cdot \gamma}{4 \text{tg}^2 \phi' \cdot E} + 2\xi + \Delta \right)}{8(B + 2h \cdot \text{tg} \beta') \left( 1 + \frac{h}{2j} \right) + j \text{ctg } \phi'} \quad (\text{IV-35})$$

$$h = \frac{B}{2 \text{tg} \phi'} \quad (\text{IV-36})$$

A definição dos parâmetros que constituem as expressões acima encontra-se no capítulo IV, devendo-se ressaltar que  $\beta'$  é o mesmo ângulo definido no método de Attewell. A distribuição transversal dos recalques é obtida pela superposição das duas parcelas citadas.

Para a aplicação deste método é necessário, então, estimar os parâmetros  $\alpha$  e  $V_0$  e a expressão  $(2\xi + \Delta)$ , que no caso de túneis não escavados por "shield" representa o deslocamento radial do maciço na direção do túnel. Não existem atualmente registros de casos históricos semelhantes que façam referência a esses parâmetros, o que implicou na adoção de algumas hipóteses para a análise das medições do T-03-01. Assim, considerou-se que o material que entra pela frente de escavação se acomoda sob um ângulo de repouso igual ao ângulo de atrito interno do material



$\phi'$ , sendo  $\phi'$  tomado igual ao valor efetivo obtido dos ensaios triaxiais CD. Foi considerada também a não ocorrência de desmoronamentos ocasionais, acarretando um  $V_0$  nulo. Já para  $(2\xi + \Delta)$ , tendo em vista a falta de indicações para sua determinação, foi adotado o mesmo valor de  $\delta$  usado no Método de Resêndiz e Romo.

Os resultados deste método também estão listados na tabela VI.4.

#### VI.4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos pelos diversos métodos de previsão de recalques estão listados na tabela VI.4. De posse desses resultados foram também traçadas as curvas da figura VI.1, de modo a visualizar as diferenças entre os valores medidos e os estimados.

Com relação ao modelo de Litwiniszyn, foram traçadas curvas correspondentes a valores de  $n$  iguais a 0,5, 0,8 e 1,0, sendo para cada  $n$  tomados os valores máximo, médio e mínimo de  $K_a$  obtidos da figura IV.3a. Por essas curvas, observa-se que a medida que o valor estimado de  $\rho_{\max}$  vai se aproximando do realmente medido, o oposto ocorre com o parâmetro  $i$ , ou seja, o modelo passa a subestimar a largura do perfil de recalques. Assim, conclui-se que houve uma subestimação do volume de solo deslocado na periferia do túnel. Fazendo-se uma retroanálise das medições, chega-se a um valor de  $V_t$  igual a  $9,6 \text{ m}^3/\text{m}$ , ou seja, o triplo da estimativa feita, assumindo  $n$  e  $K_a$  os valores correspondentes à curva pontilhada da figura VI.2.

Para o modelo de Sweet e Bogdanoff foram traçadas curvas correspondentes a valores de  $V_g$  iguais a  $1,6 \text{ m}^3/\text{m}$ ,  $3,3 \text{ m}^3/\text{m}$  e  $5,0 \text{ m}^3/\text{m}$ , sendo o parâmetro  $i$  estimado para todas elas através da equação (IV-8) com  $K$  igual a  $1,4 \text{ m}^{1/2}$ . Observa-se que a estimativa feita dessa maneira acarreta uma subestimação da largura da subsidência, sendo  $\rho_{\max}$  função do valor de  $V_g$  adotado. Partindo-se de  $\rho_{\max}$  e  $i$  medidos, pode-se chegar aos valores de  $K$  e  $V_g$  que deveriam ser adotados para se aproximar a estimativa da realidade. Assim  $K$  e  $V_g$  deveriam ser tomados iguais respectivamente a  $3,6 \text{ m}^{1/2}$  e  $9,6 \text{ m}^3/\text{m}$ .

O método de Peck estima  $i$  em função do ábaco da figura IV.5, tendo sido  $\rho_{\max}$  determinado da mesma forma que o

exposto para o modelo de Sweet e Bogdanoff. Assim foram traçadas curvas para valores de  $V_s$  iguais a  $1,6 \text{ m}^3/\text{m}$ ,  $3,3 \text{ m}^3/\text{m}$ ,  $5,0 \text{ m}^3/\text{m}$ , observando-se por essas curvas que o parâmetro  $i$  foi razoavelmente bem determinado, sendo, no entanto, subestimado o recalque máximo. Como foi visto no capítulo V, os pontos correspondentes aos valores de  $i$  medidos, lançados no gráfico da figura IV.5, localizam-se na faixa correspondente às areias abaixo do nível d'água, o que de certa forma combina com o que já foi exposto sobre a natureza do maciço atravessado. Como  $\rho_{\text{máx}}$  foi calculado da mesma forma que o modelo de Sweet e Bogdanoff, o valor de  $V_s$  correspondente aos valores medidos é o mesmo, ou seja,  $9,6 \text{ m}^3/\text{m}$ .

A única diferença entre os métodos de Peck e de Cording e Hansmire ocorre nos limites dos tipos de maciço nos âbacos  $i/R \times Z/D$ . No entanto, para as areias abaixo do nível d'água na faixa de  $Z/D$  de 2,0 a 3,0, que é o caso do T-03-01, a curva limite proposta por Peck coincide com a reta correspondente a  $\beta$  igual a  $50^\circ$  sugerida por Cording e Hansmire. Assim, não houve diferença nas estimativas feitas pelos métodos, podendo-se dizer que as mesmas observações feitas no parágrafo anterior valem também para este.

Pelo método de Attewell, o parâmetro  $i$  é estimado pela equação (IV-18), onde  $\omega = 3i$  e  $\beta'$  é obtido em função do ângulo de atrito interno efetivo do material atravessado, sendo  $\rho_{\text{máx}}$  dado também em função de  $V_s$ . Foram traçadas, então, curvas para valores de  $V_s$  também iguais a  $1,6 \text{ m}^3/\text{m}$ ,  $3,3 \text{ m}^3/\text{m}$  e  $5,0 \text{ m}^3/\text{m}$ , que mostram haver uma subestimação da largura da subsidência, ocorrendo uma boa aproximação do valor real de  $\rho_{\text{máx}}$  para  $V_s$  igual a  $5,0 \text{ m}^3/\text{m}$ .

Como já exposto no item VI.3.1, Oteo e Moya estimam os parâmetros  $\rho_{\text{máx}}$  e  $i$  através das equações (IV-19) e (IV-20), sendo necessária a determinação dos fatores  $\Psi$  e  $\eta$ . Como também exposto, em virtude da inexistência de orientações para a fixação de valores para  $\Psi$ , decidiu-se apenas determinar esse fator e também  $\eta$  por retroanálise dos valores medidos. Assim, para  $v$  variando de 0,25 a 0,45, chegou-se a  $\Psi$  entre 8,7 e 13,1, sendo  $\eta$  igual a 1,44. O valor de  $\eta$  ficou dentro da faixa determinada por Barbosa (1983) para os casos históricos da tabela IV.1.

A aplicação do método de Reséndiz e Romo, como se pode ver na figura VI.3e, conduz a uma aproximação do recalque máximo relativamente boa, falhando totalmente, porém, na estimativa da largura da subsidência. Foi observado, também, que a parcela dos recalques devido ao alívio de tensões na frente de escavação não chegou a 4% do total (tabela VI.3). Assim, pode-se dizer que para o caso do T-03-01, o perfil de recalques estimado por esse método é regido praticamente apenas pela equação (IV-26), a qual induz matematicamente a um valor excessivamente alto das dimensões transversais daquele. O fato de a influência dos movimentos decorrentes do alívio de tensões na frente de escavação ser pequena resultou também na muito pequena variação dos recalques previstos para os marcos M1, M2, M3 e M8, levando-se em conta as suas distâncias à posição inicial da frente de escavação da abóbada pelo lado BH, como pode ser visto na tabela VI.3. Na prática, no entanto, essa influência mostrou-se muito acentuada, o que pode suscitar dúvidas a respeito da validade de algumas hipóteses adotadas por Reséndiz e Romo para o tipo de material atravessado pelo T-03-01.

Através do método de Limanov e com os parâmetros elásticos definidos no item VI.3.1 chegou-se a recalques estimados muito menores do que os medidos, como se pode constatar pela tabela VI.4 e pela figura VI.2f, onde a curva 1 foi traçada considerando-se para  $i$  o mesmo valor obtido pelos métodos de Peck e de Cording e Hansmire, ou seja, 15,5 metros, e  $v$  igual a 0,35. verifica-se, porém, que para este mesmo  $v$  os recalques estimados ficariam muito próximos dos reais se fosse adotado um módulo de elasticidade igual a  $10\,400\text{ kN/m}^2$ , isto é, 17% do valor obtido dos gráficos da figura III.17. Assim, uma redução de 83% do valor de  $E$  significa um acréscimo de 576% nos recalques estimados. Já com relação ao coeficiente de Poisson, a tabela VI.4 mostra que uma variação de 80% do coeficiente de Poisson (de 0,25 para 0,45) provoca um decréscimo no recalque máximo calculado de apenas 14%, indicando uma influência muito pequena de  $v$  nos valores estimados.

O método de Széchy forneceu, com os parâmetros adotados, um recalque máximo estimado muito superior ao realmente ocorrido. Desse recalque estimado, igual a 554 mm, 444 mm são relati

vos ao movimento do terreno na direção do túnel através da frente de escavação e 110 mm ao movimento radial devido ao vazio deixado entre o maciço e o revestimento. Como apenas esta última parcela depende do módulo de elasticidade do maciço, a variação desse parâmetro não provoca grandes modificações no valor estimado dos recalques.

Caso Histórico	Método Construtivo	Revestimento	Condições do Subsola	Z/D	$P_{\text{máx.}}$ (mm)	$P_{\text{max/z}}$ (%)	i/D	$V_f/V_E$ (%)	$V_s/V_E$ (%)	$K_a$ para $n=0,5$ e $1,5$	$K$ ( $m^{1/2}$ )	$\beta$ (°)	$\eta$
BOA VISTA, SÃO PAULO	—	—	areia com lentes de argila.	2,1	70	0,6	1,3	3,9	5,0	1,71 - 0,79	2,0	51	1,9
BRUXELAS	SH	—	areia uniforme na porção superior do túnel e areia argilosa na porção inferior.	1,6	150	0,9	0,6	—	2,5	0,87 - 0,54	1,4	29	1,5
TORONTO	SH	BI	areia densa fina e média abaixo do N.A. SPT = 36 a 58	2,0	18,3	0,2	0,9	—	1,0	1,26 - 0,63	1,4	41	1,5
WASHINGTON	SM	RT	areia siltosa média a densa e pedregulhos, intercaladas com argila areno-siltosa. $q_u = 75 \text{ k Pa}$ $\sigma_z = 225 \text{ k Pa}$	2,3	152	1,0	0,7	7,6	5,3	0,93 - 0,41 1,36 - 0,60	1,2	29	1,0
ACTON GRANGE	SS	PC	areia fina com lentes de argila siltosa e pedregulho, c/ are- nito abaixo do túnel; SPT=1 a 5; N.A. aproximadamente ao ní- vel da escavação	1,8 a 2,5	25,3	0,4 a 0,6	0,8	—	2,6	1,06 - 0,50	0,8	34	1,2

TABELA VI.1 — CASOS HISTÓRICOS SEMELHANTES AO T-03-01

EXTENSÔMETRO	ESTACA	RECALQUE DA ANCORAGEM A <sub>1</sub> (mm)	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /m)
EM-1	6219 + 8,00	361	4,87
EM-2	6219 + 5,40	379	5,12
EM-3	6218 + 4,40	245	3,31
EM-4	6218 + 0,40	230	3,11

TABELA VI.2 - Estimativa de V<sub>t</sub> a Partir das Medições dos Extensômetros Múltiplos de Superfície.

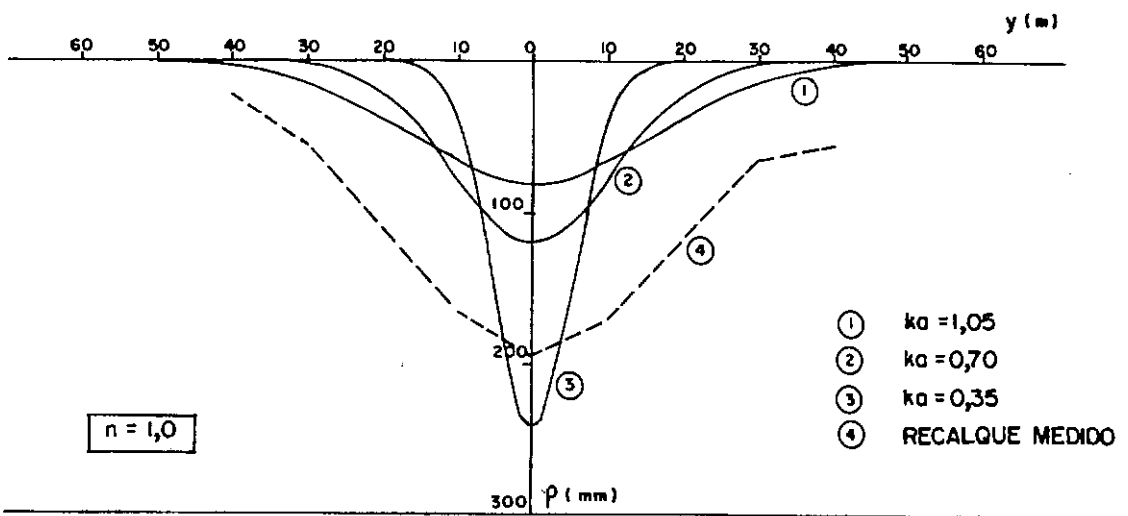
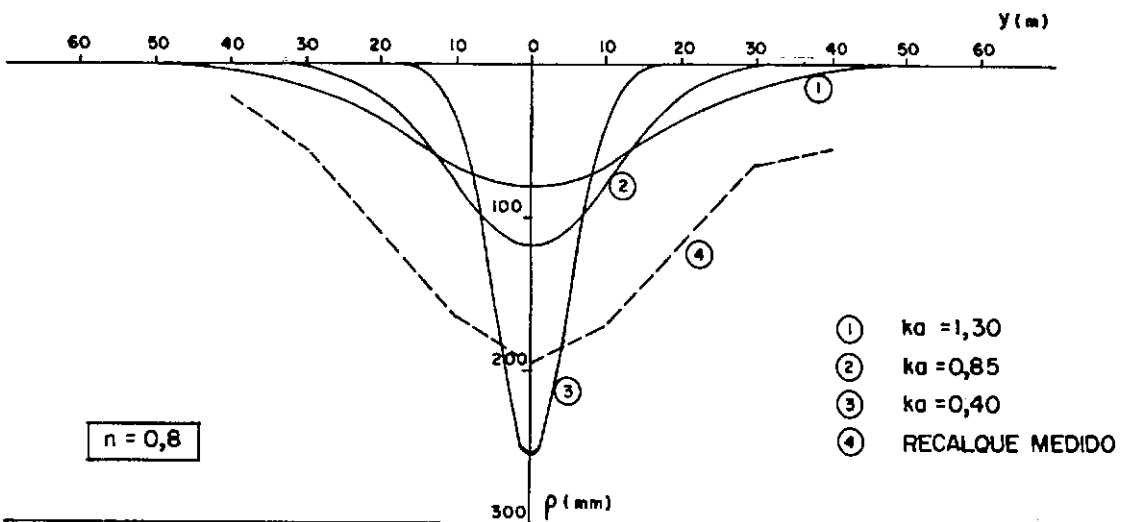
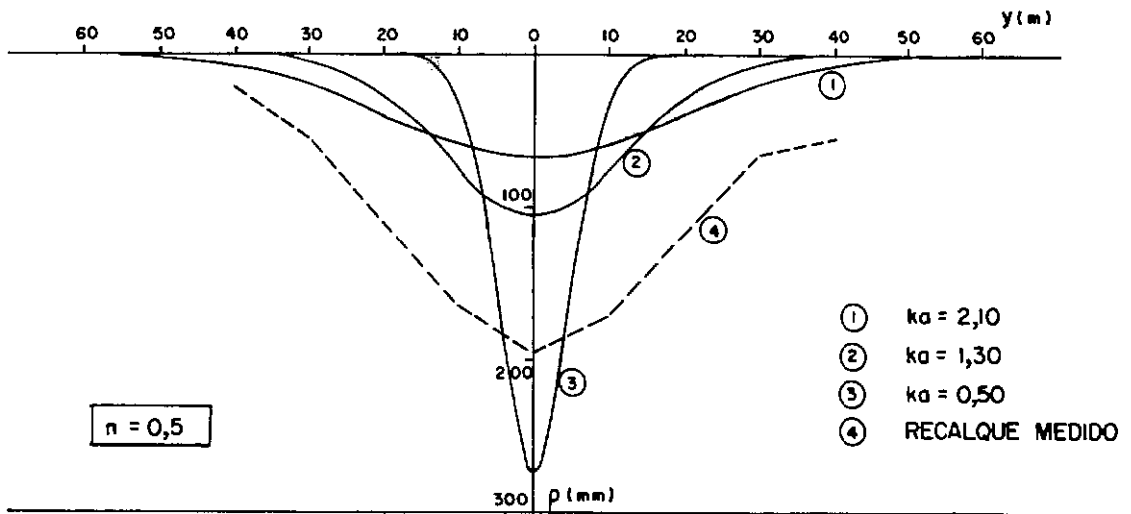
MARCO	Z (m)	x <sub>1</sub> (m)	VALOR PREVISTO (mm)			VALOR MEDIDO (mm)
			ρ'm <sub>âx</sub>	ρ"m <sub>âx</sub>	ρm <sub>âx</sub>	
M1	25,0	9,5	1	188	189	122
M2	26,5	19,5	3	185	188	148
M3	28,5	29,5	6	180	186	168
M8	30,5	39,5	7	176	183	196

TABELA VI.3 - Influência da Posição Inicial das Frentes de Escavação do T-03-01 Segundo Resêndiz e Romo (1981).

MÉTODO	n	K <sub>a</sub>	V <sub>s</sub> (m /m)	E (kN/m )	v	ρm <sub>ax</sub> (mm)	i (m)
Litwiniszyn	0,5	2,10	3,2			65	19,7
		1,30				105	12,2
		0,50				273	4,7
	0,8	1,30	3,2			78	16,3
		0,85				120	10,7
		0,40				255	5,0
	1,0	1,05	3,2			80	16,0
		0,70				120	10,7
		0,35				240	5,3
Sweet e Bogdanoff			1,6 3,3 5,0			83 171 259	7,7
Peck			1,6 3,3 5,0			41 85 129	15,5
Cording e Hansmire			1,6 3,3 5,0			41 85 129	15,5
Attewell			1,6 3,3 5,0			62 128 194	8,6
Oteo e Moya				60 000	0,25 0,35 0,45	22,5Ψ 18,7Ψ 15,0Ψ	13,6η
Reséndiz e Romo						183	
Limanov				60 000	0,25 0,35 0,45	36 34 31	
Széchy				60 000		554	30,8*
T-03-01						196	19,6

\* Valor da semi-largura do perfil de recalques

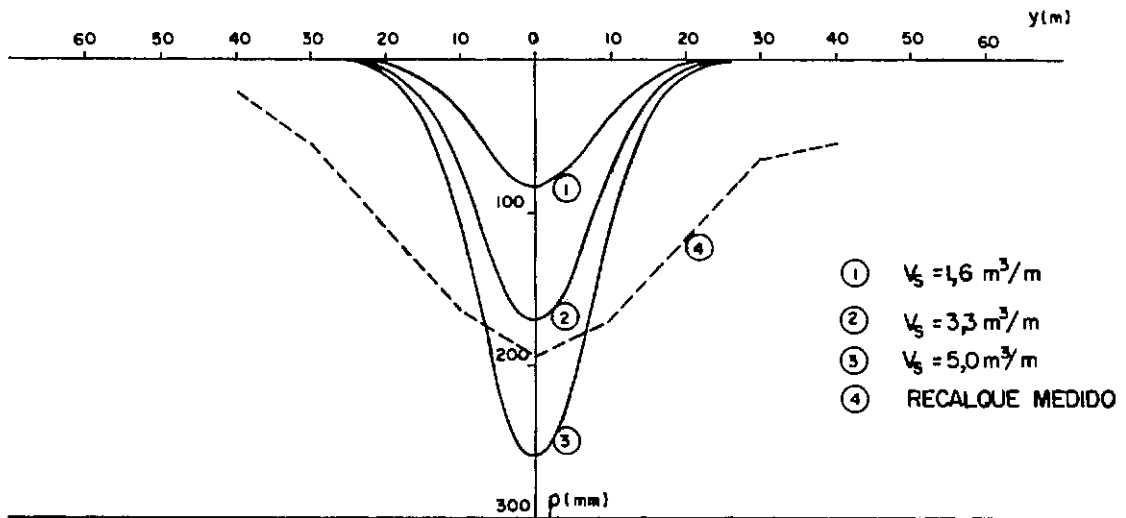
TABELA VI.4 - Resultados das Previsões para o Marco M8.



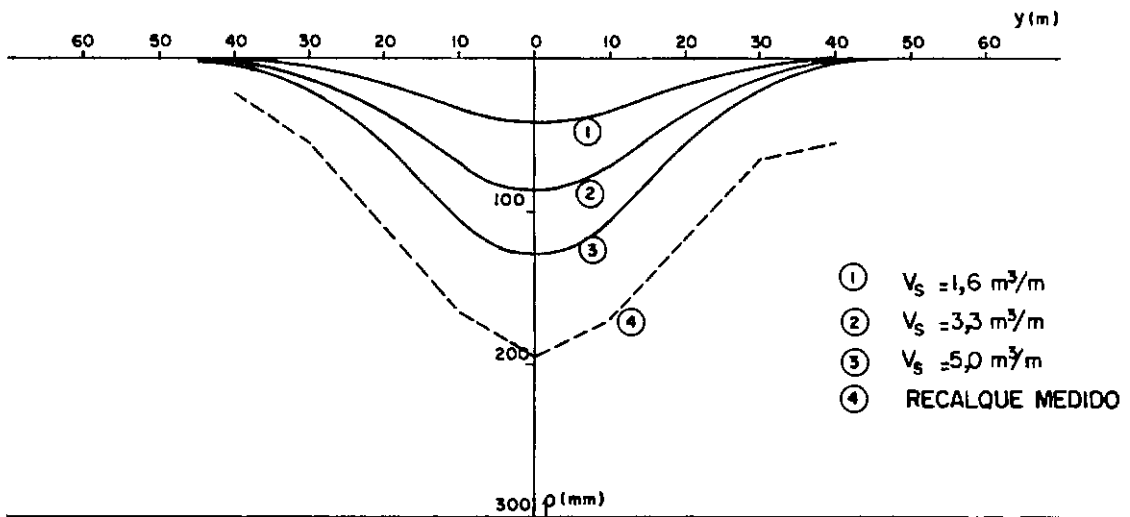
a) MODELO DE LITWINISZYN

FIG.VI.1 - COMPARAÇÃO ENTRE PREVISÕES E MEDIÇÕES.

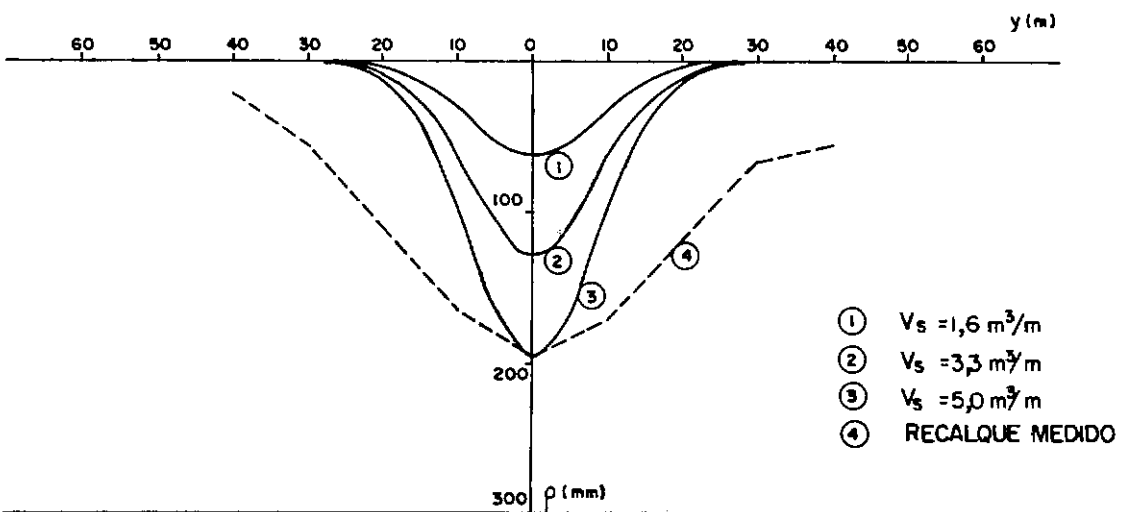




b) MODELO DE SWEET E BOGDANOFF

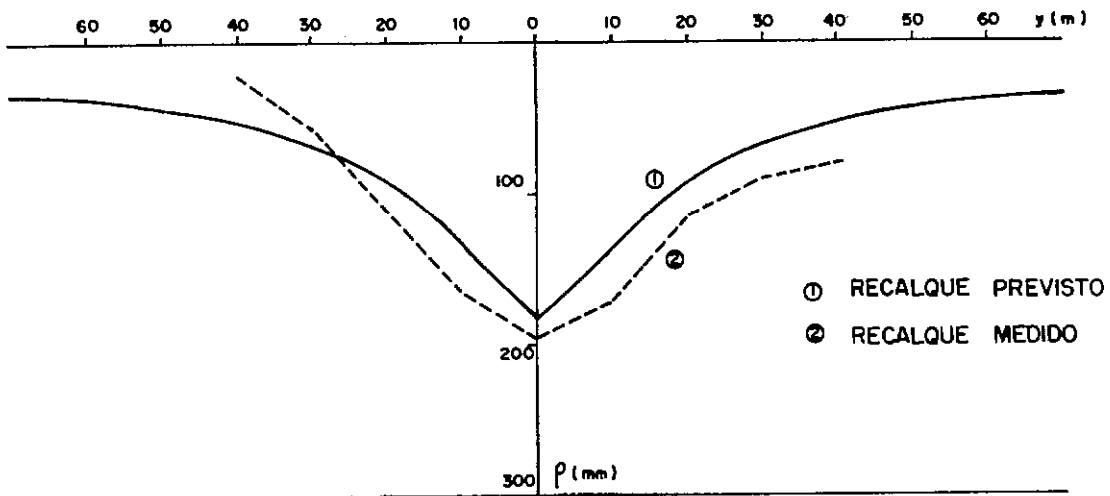


c) MÉTODO DE PECK / MÉTODO DE CORDING E HANSMIRE

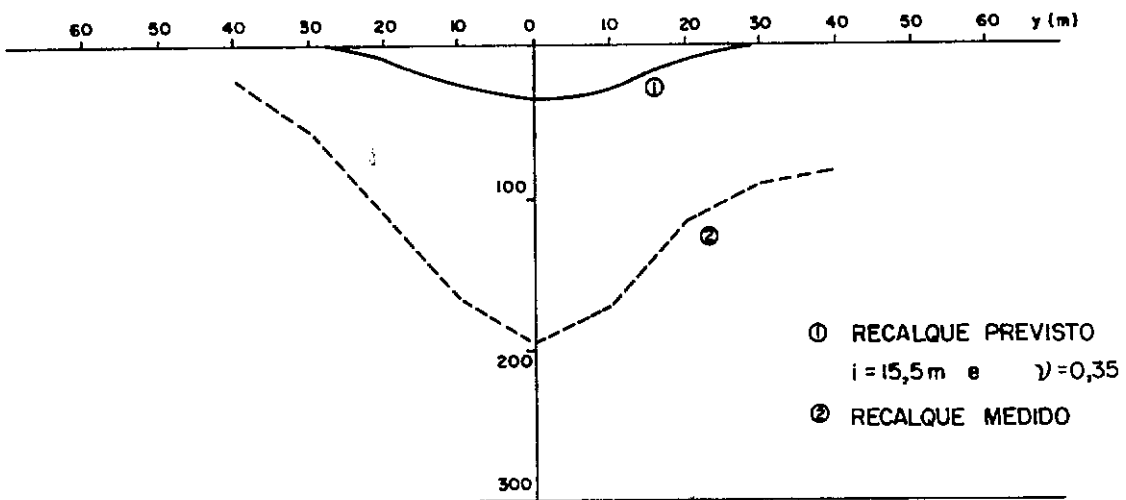


d) MÉTODO DE ATTEWELL

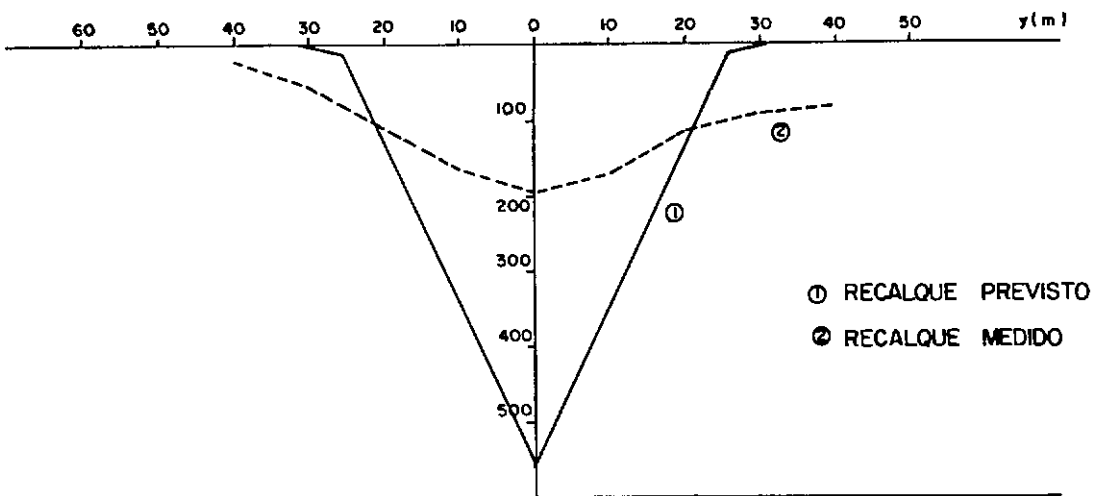
FIG. VI.1 - COMPARAÇÃO ENTRE PREVISÕES E MEDIÇÕES.



e) MÉTODO DE RESÉNDIZ E ROMO

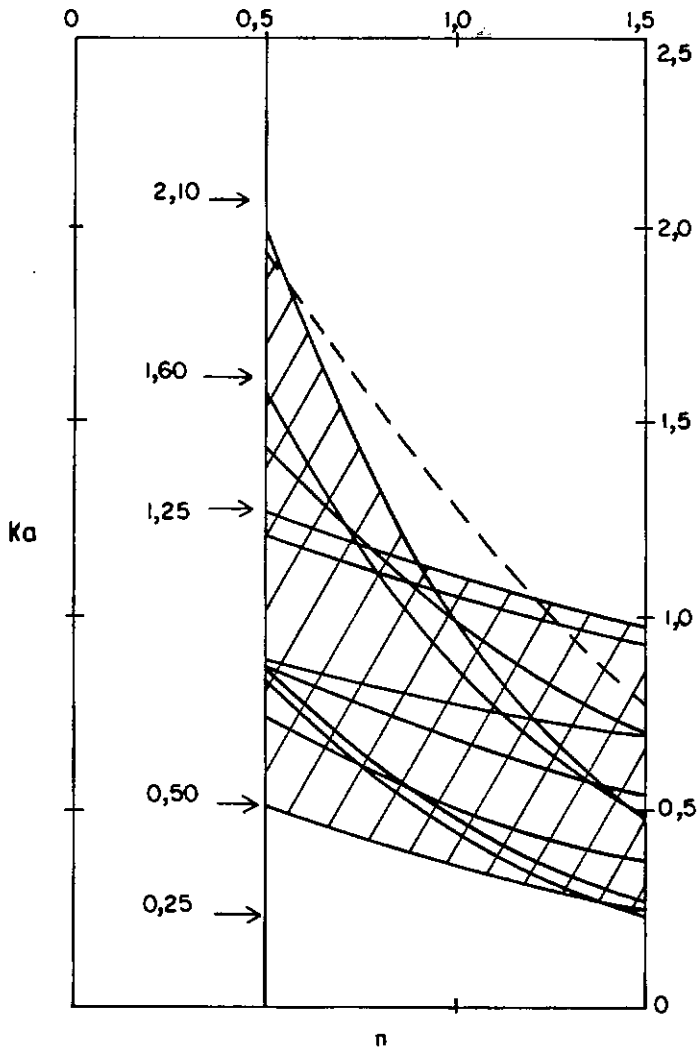


f) MÉTODO DE LIMANOV



g) MÉTODO DE SZÉCHY

FIG. VI.1 - COMPARAÇÃO ENTRE PREVISÕES E MEDIÇÕES.



(a) SOLOS GRANULARES

----- T-03-01

FIG.VI.2 - VALORES DE  $n$  E  $K_a$  PARA T-03-01

## CAPITULO VII

### CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

#### VII.1 INTRODUÇÃO

A instrumentação de detalhe levada a cabo no T-03-01 foi idealizada com o objetivo de verificar a adequação do esquema construtivo adotado para o maciço atravessado na região observada, composto basicamente de solo saprolítico de migmatito sob condições de água relativamente severas.

Vários fatores relacionados no capítulo V implicaram em modificações na programação das escavações, trazendo dificuldades para a análise das medições. Essas dificuldades foram contornadas com a utilização de determinadas hipóteses e simplificações, o que tornou possível chegar-se a algumas conclusões tanto com relação ao comportamento do túnel como aos métodos de previsão dos recalques superficiais. Essas conclusões foram reunidas em grupos segundo os tipos de análise enfocadas nos capítulos V e VI.

#### VII.2 ANÁLISE DAS MEDIÇÕES

##### VII.2.1 Aspecto Longitudinal

A análise dos recalques ao longo do eixo do túnel foi a mais prejudicada de todas em virtude da proximidade das frentes de escavação ao serem iniciadas as medições, bem como ao fato de o vazamento do túnel ter-se dado dentro da região instrumentada. Tais fatos obrigaram a se adotar uma série de hipóteses simplificadoras, que de certa forma podem suscitar dúvidas com relação a algumas das conclusões obtidas. No entanto, não se encontrou nenhuma outra maneira de se vencer os obstáculos criados pelos vários fatores influentes nos resultados, podendo-se dizer que tais conclusões aplicar-se-ão bastante satisfatoriamente a outros túneis com condições de geometria, geologia e geotecnia semelhantes ao T-03-01.

A análise longitudinal mostrou que os recalques medidos foram provocados por três fontes a saber: escavação da abóbada,

escavação do rebaixo e adensamento do terreno devido ao rebaixamento do nível d'água por poços de bombeamento e pelo próprio túnel. Cada uma dessas fontes colaborou, respectivamente, com aproximadamente 46%, 42% e 12% dos recalques totais, mostrando que a execução do rebaixo é tão importante quanto a da abóbada no que diz respeito aos movimentos na superfície.

Separando-se os efeitos dessas duas fases de escavação, constatou-se através dos gráficos apresentados na figura V.8 que antes de a distância dos marcos à frente de penetração da abóbada ser nula já ocorreram de 20 a 50% dos valores máximos dos recalques estimados para essa fase, sendo que para o rebaixo essa faixa se situou entre 30 e 65%. Considerando-se o exposto neste parágrafo e no anterior, pode-se concluir que antes mesmo da passagem da frente de escavação da abóbada por uma determinada seção do túnel, já se haviam desenvolvidos recalques da ordem de 10 a 25% dos valores totais realmente ocorridos.

Dos gráficos da figura V.18 foram obtidas as curvas médias de evolução dos recalques superficiais com o avanço das escavações da abóbada e do rebaixo para o T-03-01, apresentadas na figura V.19. Através dessas curvas pode-se ter uma idéia da influência da distância inicial das frentes de penetração com relação aos marcos superficiais pela correlação existente entre essa distância e a porcentagem de deslocamento já ocorrida. Pode-se observar por essas curvas que essa influência só existe para os marcos situados a menos de 5 (cinco) diâmetros das frentes de escavação.

Por fim, pode-se dizer que as curvas da figura V.19 representam o comportamento médio de um maciço com características geológicas semelhantes às da região instrumentada, que é atravessado por um túnel a uma profundidade no entorno de 2 a 4 vezes o seu diâmetro.

## VII.2.2 Aspecto Transversal

A análise transversal dos recalques superficiais mostrou que, para o caso do T-03-01, a distribuição dos mesmos se aproximou bastante bem da curva de probabilidades de Gauss, não só com relação à sua forma final como também às intermediárias.

Tal fato continuou ocorrendo mesmo quando a relação entre os recalques medidos nos marcos situados sobre o eixo do túnel e as correspondentes profundidades ultrapassava 0,5%, valor esse a partir do qual, segundo Cording e Hansmire (1975), o perfil transversal de recalques não mais pode ser representado por uma gaussiana.

Os valores de  $\rho_{\max}$  e  $i$  obtidos direta e indiretamente através das medições indicaram que a distorção angular provocada pelas escavações do T-03-01 atingiu um valor muito superior ao limite usual a partir do qual ocorrem danos nas estruturas submetidas ao mesmo. Assim, conclui-se que se o túnel T-03-01 estivesse sendo escavado em zona urbana haveria necessidade de se utilizar outros meios auxiliares de estabilização, como por exemplo injeções de consolidação do maciço, de modo a reduzir os deslocamentos na superfície.

A distância do ponto de inflexão da curva de distribuição dos recalques ao eixo do túnel girou em torno de 1,5 a 2 diâmetros. Se se supuser que a distância transversal de influência dos recalques é dada pela equação (IV-13), tem-se que este valor atingirá de 3,8 a 5 diâmetros. Essa distância, medida nos gráficos da figura V.34, ficou em torno de 4 diâmetros.

### VII.2.3 Velocidade de Recalques

Observando-se a taxa de evolução dos recalques com o tempo para o túnel analisado, conclui-se que a mesma atinge seu valor máximo quando da passagem da frente de escavação pela seção instrumentada, diminuindo gradativamente até se alcançar a distância de 4 a 5 diâmetros, confirmando assim a influência das escavações nesse intervalo.

As velocidades máximas correspondentes à passagem do rebaixo foram em geral superiores às da abóbada. Isto pode ser explicado pelo fato de que quando se executa o rebaixo, o maciço já está previamente enfraquecido pelas escavações da meia seção superior. No entanto, tais afirmações não puderam ser totalmente comprovados pela pequena quantidade de dados disponíveis sobre essas velocidades.

Não foi possível determinar qualquer correlação entre

as velocidades de recalques e de avanço das escavações, talvez pela grande quantidade de fatores influentes nas medições.

### VII.3 ANÁLISE DAS PREVISÕES

Pelos gráficos da figura VI.1 observa-se que nenhum dos métodos, com os parâmetros estimados segundo as orientações dos autores, representou com fidelidade o perfil real final dos recalques superficiais, podendo tal fato ser associado à pequena quantidade de dados de casos históricos disponíveis para o tipo de maciço atravessado. Além disso, os casos considerados semelhantes, e que estão listados na tabela VI.1, o foram de maneira muito grosseira, levando a parâmetros que não se ajustam perfeitamente ao caso real. Assim, este trabalho preocupou-se, também, em apresentar os valores dos parâmetros relacionados aos recalques medidos de modo a servir para estimativas futuras em túneis de mesmas características geológico-geotécnicas e geométricas.

Para o modelo de Litwiniszyn, observou-se que quando a estimativa de  $\rho_{\max}$  se aproximava do valor real ocorria uma subestimação do valor de  $i$  e vice-versa. Isto deveu-se ao valor adotado para  $V_t$  que se verificou pequeno em vista das medições realizadas. O volume do solo deslocado na periferia do túnel T-03-01, na altura da estaca 6218 + 5,00 ficou, na realidade, em torno de 9,6m<sup>3</sup>/m, ou seja, três vezes mais do que o estimado pela expressão (IV-16) prescrita por Cording e Hansmire (1975), correspondendo a 9,6% do volume teórico de escavação por metro linear. Foi observado ainda que, mantendo-se fixo o parâmetro  $n$  e variando-se  $K_a$ , a curva de recalques prevista toma os mais diversos formatos como pode ser visto na figura VI.3a. Isto implica em uma larga faixa de valores previstos, o que torna esse método tão impreciso para efeito de determinação da distribuição de recalques quanto a estimativa daqueles parâmetros.

Os resultados obtidos do modelo de Sweet e Bogdanoff indicam uma subestimação do parâmetro  $i$ , sendo  $\rho_{\max}$  dependente do valor de  $V_g$  adotado. A estimativa de  $i$  está diretamente ligada à determinação do fator  $K$ , que para o caso em análise foi calculado pela média dos valores da tabela VI.1. Da retroanálise das medições chegou-se a  $K$  igual a 3,6 m<sup>1/2</sup>, ou seja, praticamente o triplo do adotado para se proceder às previsões. A partir

desse valor de  $K$ , chega-se a um volume da depressão de recalques superficiais de  $9,6 \text{ m}^3/\text{m}$ , que é igual ao volume de solo deslocado na periferia do túnel obtido do Modelo de Litwiniszyn. Pode-se admitir, então, que para o caso estudado as deformações ocorrem a volume constante, isto é, não houve dilatação nem compressão do maciço atravessado.

Os métodos de Peck e de Cording e Hansmire determinaram com bastante aproximação o parâmetro  $i$ , subestimando, no entanto, o recalque máximo da curva de distribuição. O valor de  $V_s$  que melhor se ajustou aos valores medidos é o mesmo determinado pelo modelo de Sweet e Bogdanoff, tendo em vista que é calculado da mesma forma. Já o método de Attewell estimou bastante bem o recalque máximo para  $V_s$  igual a  $5,0 \text{ m}^3/\text{m}$ , atingindo, porém, um valor de  $i$  bem abaixo do real.

Dentre os métodos semi-empíricos, o de Oteo e Moya não pôde ser aplicado em virtude da falta de orientação para determinação principalmente do parâmetro  $\Psi$ , e os de Limanov e Széchy forneceram resultados respectivamente muito inferiores e muito superiores aos valores medidos. Além disso, verificou-se para o método de Limanov uma forte influência do módulo de elasticidade no valor dos recalques previstos, o mesmo não ocorrendo com o coeficiente de Poisson. Já para o método de Széchy constatou-se uma influência relativamente pequena de  $E$  tendo em vista que o mesmo afeta apenas a parcela dos recalques correspondente aos movimentos radiais do maciço na direção do túnel e que equivale a cerca de 20% dos valores finais.

O método de Reséndiz e Romo chegou a um recalque máximo razoavelmente próximo do realmente medido, superestimando, porém, a largura da subsidência. Além disso, a parcela de recalques que leva em conta a influência da posição inicial das frentes de escavação em relação à seção instrumentada representa apenas 5% de  $p_{\text{máx}}$ , estando flagrantemente contra o que foi observado. Isso leva a crer que a tabela IV.2, no mínimo, não se aplica ao tipo de maciço atravessado.

Do exposto acima conclui-se que, com a quantidade de casos históricos atualmente disponível, dificilmente a utilização dos métodos analíticos para previsão dos recalques superficiais



ciais causados pela escavação de túneis em solo trará bons resultados. No caso de haver necessidade de uma estimativa relativamente precisa desses recalques, como por exemplo na execução de túneis em área urbana, é aconselhável que se faça uso de métodos numéricos, principalmente que levem em conta a plastificação do maciço.

Finalmente, deve ser ressaltado que os recalques superficiais na região próxima ao encontro das frentes de escavação são mais acentuados e que tal fato tem que ser levado em consideração quando da previsão de deslocamentos causados pela execução de túneis. No caso do T-03-01, os recalques próximos à estaca de vazamento atingiram valores em torno de 1,5 vezes o medido no marco M8.

#### VII.4 SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

O fato de as escavações do túnel T-03-01 não terem seguido, por vários motivos, uma programação voltada para a instrumentação realizada, acarretou uma série de dificuldades para se analisar as medições, obrigando a adoção de uma série de hipóteses simplificadoras para que se chegasse a resultados a contento. Assim, para que em pesquisas futuras não surjam essas mesmas dificuldades, sugere-se que quando a escavação for parcializada as frentes de avanço estejam sempre afastadas de, no mínimo, o valor correspondente à distância de influência longitudinal do túnel nos recalques de superfície, ou então que estejam tão próximas que se possa considerar, para efeito de análise, que tal parcialização não exista. Já na região do encontro das frentes será interessante que, quando as escavações por um lado atinjam a estaca de vazamento, as do outro lado estejam a uma distância superior a de influência longitudinal do túnel para que se possa medir separadamente as parcelas do recalque total correspondentes a cada fase.

Com relação à definição do perfil transversal de recalques, sugere-se que sejam adensadas as medições nas proximidades do eixo do túnel com o acréscimo de marcos superficiais nessa região. Além disso, a instalação dos marcos deve ser estendida além da distância de influência transversal estimada para que esta seja determinada com precisão. Com a adoção dessas medidas

poder-se-ã também verificar, com um maior número de pontos, a adequação da hipótese da distribuição transversal ser representável por uma curva de probabilidades.

Jã foi citado no capítulo IV que, por absoluta falta de tempo, não foram abordados neste trabalho outros métodos que não os analíticos para previsões dos recalques. Sugere-se, então, que para complementar a análise desenvolvida sejam utilizados métodos numéricos, de preferência que levem em conta a plastificação do maciço, para se proceder a estimativa dos recalques provocados pelas várias fases de escavação e a comparação com os valores medidos, procurando-se separar os diversos fatores que de qualquer forma possam influir nesses recalques.

A instrumentação levada a cabo no T-03-01 foi constituída, como se sabe, de vários tipos de medições já relacionados no capítulo III. Dessa forma, em trabalhos futuros poderão ser feitas análises dos resultados obtidos dos extensômetros múltiplos instalados a partir da superfície e no interior do túnel e das medições de convergência, e correlacionar todos esses dados sobre os deslocamentos do maciço, estudando o problema das deformações ligadas à execução de túneis de uma maneira global.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS  
CONSULTADAS DIRETAMENTE

- 1 - AQUINO, José Benedito Coelho de - Comunicação Pessoal. 1983.
- 2 - ATTEWELL, Peter - Ground Movements Caused by Tunnelling in Soil. In: Proceedings of the Conference of Large Ground Movements and Structures. Cardiff, 1977. p.812-948.
- 3 - BARBOSA, Maria Cláudia - Recalques Superficiais Gerados pela Escavação de Túneis em Solo; M.Sc. Thesis. Rio de Janeiro, PUC, Departamento de Engenharia Civil, 1983. xiv + 107 p.
- 4 - BROWN, E. T. - Putting the NATM into Perspective. Tunnels & Tunnelling. London, 13 (10): 13-7, Nov. 1981.
- 5 - CORDING, Edward J. - Field Instrumentation and the Behavior of Tunnels. In: COPPE - Anais do Simpósio Sobre Instrumentação de Campo em Engenharia de Solos e Fundações. Rio de Janeiro, nov. 1975. V.1, p. 534-70.
- 6 - CORDING, Edward J. & HANSMIRE, W. H. - Displacements Around Soft Ground Tunnels. In: ISSMFE - Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, Buenos Aires, 1975. V.4, p. 571-633.
- 7 - FONTOURA, Sergio Augusto Barreto da & BARBOSA, Maria Cláudia - Recalques Superficiais Causados pela Escavação de Túneis em Solo. In: ABGE & ENGEFER - Anais do Simpósio Sobre Escavações Subterrâneas. Rio de Janeiro, nov. 1982. V.1, p. 587-623.
- 8 - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S/A - IPT - Metodologia de Instalação dos Instrumentos. São Paulo, 1979. 21p. il. (Plano de Trabalho DMGA-0045/79). (não publicado).
- 9 - KANJI, Milton Assis - Surface Displacements Due to Tunneling. In: ABMS - Symposium on Tunnelling and Deep Excavations in Soils. São Paulo, Apr. 1981. p. 153-95.

- 10 - MELLO, Victor F. B. de - Proposed Bases for Collating Experiences for Urban Tunnelling Design. In: ABMS - Symposium on Tunnelling and Deep Excavations in Soils. São Paulo, Apr. 1981. p. 197-235.
- 11 - MULLER, Leopold - Removing Misconceptions on the New Austrian Tunnelling Method. Tunnels & Tunnelling. London , Oct. 1978. p. 29-32.
- 12 - NEGRO JR., Arsenio - Túneis em Solo: Procedimentos Construtivos e Deslocamentos do Maciço. Trabalho Apresentado no Seminário Sobre Túneis, Sociedade Mineira de Engenheiros. | Belo Horizonte, s.ed. | 1980. 20 p. (não publicado).
- 13 - NIEBLE, Carlos Manoel & SERMAN, Carlos - Observação, Instrumentação e Interpretação da Obra. In: ABGE & ENGEFER - Anais do Simpósio Sobre Escavações Subterrâneas. Rio de Janeiro, nov. 1982. V.1, p. 509-29.
- 14 - OTEO, C. S. & MOYA, J. F. - Settlements Induced by a Tunnel in Miocenic Soft Rocks of Madrid. In: ISRM - International Congress on Rock Mechanics, 4, Montreux, 1979. Proceedings. Rotterdam, A.A. Balkema, 1979. V.1, p. 715-22 .
- 15 - PECK, Ralph B. - Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground. In: ISSMFE - Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering; State-of-the-Art Report, 7, Mexico, 1969. p. 225-90.
- 16 - RABICEWICZ, Ladislaus von - The New Austrian Tunnelling Method. Water Power. Great Britain, Nov. 1964. ( Conforme Tradução N.6, ABGE, 1974. 17 p. ).
- 17 - \_\_\_\_\_ - Stability of Tunnels Under Rock Load. Separata de Water Power, Great Britain, June/Aug., 1969. 20 p.
- 18 - \_\_\_\_\_ - Princípios e Modos de Aplicação do Novo Método Austriaco de Abertura de Túneis com Atenção Particular às Condições Geotécnicas e Topográficas Brasileiras; Palestra Proferida no Rio de Janeiro. 1975. (Conforme Tradução N.8, ABGE, 1979. 35 p.).

- 19 - RABICEWICZ, Ladislaus von & GOLSER, S. - Principles of Dimensioning the Supporting System for the "New Austrian Tunnelling Method". Water Power. Great Britain, Mar. 1973. p. 88-93.
- 20 - RESÉNDIZ, Daniel & ROMO, Miguel P. - Settlements Upon Soft Ground Tunnelling: Theoretical Solution. In: \_\_\_\_\_ Soft Ground Tunnelling - Failures and Displacements. Rotterdam, A. A. Balkema, 1981. p. 65-74.
- 21 - ROCHA, Manuel Mendes Coelho da - Ferrovias Belo Horizonte - São Paulo; Dimensionamento do Suporte de Túneis. Lisboa, | s. ed. | 1976. 84 p. il. (não publicado).
- 22 - SZÉCHY, Károly - Service, Operation and Maintenance of Tunnels. In: \_\_\_\_\_ The Art of Tunnelling. Budapest, Akadémiai Kiadó, 1973. Cap. 7, item 7.3, p. 1034-77.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS  
NÃO CONSULTADAS DIRETAMENTE

- 1 - ATKINSON, J.H. & POTTS, D.M. - Subsidence Above Shallow Circular Tunnels in Soft Ground; Report CUED/C - Soils T.R. 27. Cambridge, University of Cambridge, Dept. of Engineering, 1976.
- 2 - AVERSIN, S.G. - Gornie Raboti pod Sooruzheniani i Vodoemani. | Trabalhos de Mineração Abaixo da Superfície e do .. Nível d'Água Subterrâneo|. Moscou, Uglethizdat, 1954.
- 3 - DEERE, D.V.; PECK, Ralph B.; MONSEES, J.E.; SCHMIDT, B. - Design of Tunnel Liners and Support Systems; Report to Office of High Speed Ground Transportation and Urban Mass Transportation Administration. Washington D.C., 1969. (Contract N. 3-0152).
- 4 - FENNER, R. - Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes. Gluckauf . 74 (32-33), 1938.
- 5 - KONDNER, R.L. - Hyperbolic Stress - Strains Response: Cohesive Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. New York, ASCE, 89 (1) : 115 - 43, Jan 1963.
- 6 - LIMANOV, I.A. - Ozadki Zadnoi Poverhnosti pri Sooruzhenii Tonnelei v Kembriskih Glinah. | Recalques Superficiais em Argilas de Idade Cambriana Devidos à Construção de Túneis|. Leningrado, Inst. Inzh. Zhelezn. Transport., 1957.
- 7 - LITWINISZYN, J. - Application of the Equation of Stochastic Processes to Mechanics of Loose Bodies. Arch. Mech. Stosow. 8, p. 393 - 411, 1956.
- 8 - PACHER, F. - Deformationsmessungen im Versuchstollen als Mittel zur Erforschung der Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues. Felsmechanik und Ingenieurgeologie. Suppl. I, 1964.
- 9 - PECK, Ralph B. et alii - Some Design Considerations in the Selection of Underground Support Systems; Report to High Speed Ground Transportation and Urban Mass Transportation Administration. Washington D.C., 1969. (Contract N. 3-0152).

- 10 - SCHMIDT, B. - Settlement and Ground Movements Associated with Tunnelling in Soil; Ph. D. Thesis. Urbana, University of Illinois, 1969. 224 p.
- 11 - SKEMPTON, A. W. & MACDONALD, D. H. - Allowable Settlement of Buildings. Proceedings. London, ICE, 5 (pt.3) p. 727-68, 1956.
- 12 - SWEET, A. L. & BOGDANOFF, J. L. - Stochastic Model for Predicting Subsidence. Journal of Engineering Mechanics Division. New York, ASCE, 91, p.21 - 45, 1965.
- 13 - SZÉCHY, Károly - Surface Settlements Due to the Shield Tunnelling Method in Cohesionless Soils. In: Metro Conference. Balatonfüred, 1970. Proceedings. 1970.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- 1 - BAGNOLI, Fernando - Sobre os Modelos de Cálculo e a Instrumentação de Túneis em Solo; Dissertação Apresentada à E.P.U.S.P. para Obtenção do Título de Mestre em Engenharia. São Paulo, E.P.U.S.P., Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 1980. 114 p.
- 2 - BRANCO JR., Paulo - Behavior of a Shallow Tunnel in Till ; M.Sc. Thesis. Edmonton, University of Alberta, 1981. 351 p.
- 3 - CRUZ, Henrique Júlio Valente da et alii - Os Túneis do Prolongamento Norte - Uma Primeira Avaliação do NATM em Área Urbana. In: ABGE & ENGEFER - Anais do Simpósio Sobre Escavações Subterrâneas. Rio de Janeiro, nov. 1982. V.1, p. 297-316.
- 4 - DAVIDOVITSCH, Aron David et alii - Classificação e Caracterização Geomecânica de Maciços, Aplicada aos Túneis da Ligação Ferroviária Belo Horizonte-São Paulo (Ferrovia do Aço). In: ABGE & ENGEFER - Anais do Simpósio Sobre Escavações Subterrâneas. Rio de Janeiro, nov. 1982. V.1, p. 79-95.
- 5 - EMPRESA DE ENGENHARIA FERROVIÁRIA S/A - ENGEFER - A Contribuição Tecnológica da ENGEFER na Construção da Ferrovia do Aço. | Rio de Janeiro, 1982 | 101 p. (não publicado).
- 6 - ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ LTDA. - A Nova Tecnologia Nacional de Projeto e Construção de Túneis e a Ferrovia do Aço. | s.n.t. | 48 p. (não publicado).
- 7 - FERROVIA do Aço Abre Novos Horizontes para a Engenharia Ferroviária Nacional. Construção Pesada. São Paulo, 9 (108): 24-8, jan. 1980.
- 8 - FIGUEIREDO FERRAZ CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETO LTDA. - Relatório Preliminar Interpretativo da Instrumentação de Detalhe do T-03-01. Rio de Janeiro, 1980. 20 p. il. (não publicado).



- 9 - GEOMECÂNICA S/A TECNOLOGIA DE SOLOS, ROCHAS E MATERIAIS - Instrumentação do Túnel T-03-01 da "Ferrovia do Aço"; Investigações Geotécnicas de Laboratório. Rio de Janeiro, 1981. 39 p. il. (RJ-1652/005). (não publicado).
- 10 - \_\_\_\_\_ - \_\_\_\_\_. Rio de Janeiro, 1981. 80 p. il. (RJ-1652/017). (não publicado).
- 11 - HANNA, T. H. Measurement of Ground Movements. In: \_\_\_\_\_ Foundation Instrumentation. England, Trans Tech Publications, 1973. Cap. 5, p. 151-98.
- 12 - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S/A - IPT - Ensaio Pressiométricos no Local de Implantação do Túnel T-03-01 da Ferrovia do Aço - São João Del Rei, Minas Gerais. São Paulo, 1980. 29 p. il. (Relatório N. 13121). (não publicado).
- 13 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento dos Serviços de Instrumentação para Observação de Deformações e Tensões no Túnel T-03-01 da Ligação Ferroviária Belo Horizonte-São Paulo, Durante o Mês de Novembro/79. São Paulo, 1979. 12 p. il. (Relatório N. 13140). (não publicado).
- 14 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas pela Equipe Residente nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01, Durante o Mês de Dezembro/79. São Paulo, 1980. 35 p. il. (Relatório N. 13354). (não publicado).
- 15 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação do Túnel T-03-01, Durante os Meses de Janeiro e Fevereiro/80. São Paulo, 1980. 43 p. il. (Relatório N. 13738). (não publicado).
- 16 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento das Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação do Túnel T-03-01, Durante os Meses de Março/Abril de 1980. São Paulo, 1980. 76 p. il. (Relatório N. 13739). (não publicado).

- 17 - \_\_\_\_\_ - Ensaaios Pressiométricos Ménard e Sondagens de Simples Reconhecimento com Ensaaios de Penetração Dinâmica SPT no Local de Implantação do Túnel T-03-01 da Ferrovia do Aço - São João Del Rei, Minas Gerais. São Paulo, 1980. 31 p. il. (Relatório N. 13926). (não publicado).
- 18 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação do Túnel T-03-01 Durante o Período de Maio - Junho/80. São Paulo, 1980. 2v. il. (Relatório N. 13972). (não publicado).
- 19 - \_\_\_\_\_ - Ensaaios Pressiométricos Ménard no Local de Implantação do Túnel T-03-01 da Ferrovia do Aço - São João Del Rei, Minas Gerais. São Paulo, 1980. 22 p. il. (Relatório N.14289). (não publicado).
- 20 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento dos Serviços de Instrumentação para Observação de Deformações e Tensões no Túnel T-03-01 da Ligação Ferroviária Belo Horizonte-São Paulo, Durante os Meses de Julho e Agosto/80. São Paulo, 1980. 2v. il. (Relatório N. 14385). (não publicado).
- 21 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento dos Serviços de Instrumentação para Observação de Deformações e Tensões no Túnel T-03-01 da Ligação Ferroviária Belo Horizonte-São Paulo, Durante o Mês de Setembro/80. São Paulo, 1980. 2v. il. (Relatório N. 14587). (não publicado).
- 22 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01, Durante os Meses de Outubro e Novembro / 80. São Paulo, 1980. 2v. il. (Relatório N. 14655). ( não publicado).
- 23 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01, Durante o Mês de Dezembro/80. São Paulo, 1981. 2v. il. (Relatório N. 14792). (não publicado).

- 24 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01, Durante o Mês de Janeiro/81. São Paulo, 1981. 2v. il. (Relatório N. 14925). ( não publicado).
- 25 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Fevereiro/81. São Paulo, 1981. 2v. il. (Relatório N. 15036). (não publicado).
- 26 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Março/81. São Paulo, 1981. 2v. il. (Relatório N. 15145). (não publicado).
- 27 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Abril/81. São Paulo, 1981. 2v. il. (Relatório N. 15288). (não publicado).
- 28 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Maio/81. São Paulo, 1981. 2v. il. (Relatório N. 15401). (não publicado).
- 29 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento das Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Junho/81. São Paulo, 1981. 2v. il. (Relatório N. 15494). (não publicado).
- 30 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Julho/81. São Paulo, 1981. 2v. il. (Relatório N. 15663). (não publicado).
- 31 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Agosto/81. São Paulo, 1981. 2v. il. (Relatório N. 15822). (não publicado).

- 32 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Setembro/81. São Paulo , 1981. 2v. il. (Relatório N. 15910). (não publicado).
- 33 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Outubro/81. São Paulo , 1981. 2v. il. (Relatório N. 16070). (não publicado).
- 34 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Novembro/81. São Paulo , 1982. 2v. il. (Relatório N. 16267). (não publicado).
- 35 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Dezembro/81. São Paulo , 1982. 2v. il. (Relatório N. 16397). (não publicado).
- 36 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante os Meses de Janeiro e Fevereiro / 82. São Paulo, 1982. 2v. il. (Relatório N. 16594). (não publicado).
- 37 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante o Mês de Março/82. São Paulo, 1982. 2v. il. (Relatório N. 16743). (não publicado).
- 38 - \_\_\_\_\_ - Relatório de Acompanhamento de Atividades Desenvolvidas nos Serviços de Instrumentação de Detalhe do Túnel T-03-01 Durante os Meses de Abril e Maio/82. São Paulo, 1982. 2v. il. (Relatório N. 16933). (não publicado).
- 39 - KONDNER, Robert L. & ZELASKO, Joseph S. - A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands. In: ISSMFE - Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, Belo Horizonte, 1963. V.1, p. 289-324.

- 40 - MIDEA, Nilson Figueira & FERNANDES, Antônio Carlos Campos - Programa, Implantação e Análise das Técnicas de Instrumentação de Túneis Civis. In: ABGE & ENGEFER - Anais do Simpósio Sobre Escavações Subterrâneas. Rio de Janeiro, nov. 1982. V.1, p. 551-85.
- 41 - NATM Aplicado Novamente com Êxito em Obra de Grande Porte. Construção Pesada. São Paulo, 9 (108): 44-6/48-51/54/56, jan. 1980.
- 42 - NATM - A Nova Tecnologia Nacional de Projeto e Construção de Túneis. Construção Pesada. São Paulo, 8 (85): 22-4/26-8/30-1/34-6/38/40, fev. 1978.
- 43 - NIEBLE, Carlos Manoel et alii - Behavior of Shallow Tunnels in Weathered and Sound Metamorphic Rocks. In: ISRM - International Congress on Rock Mechanics, 4, Montreux, 1979. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1979. V.2, p. 479-84.
- 44 - NIEBLE, Carlos Manoel & TAKAHASHI, Jorge - Classificação dos Maciços e Instrumentação Integrados no Projeto e Construção dos Túneis da Ferrovia do Aço. Construção Pesada. São Paulo, 7 (83): 82-9, dez. 1977.
- 45 - PECK, Ralph B. et alii - State-of-the-Art of Ground Tunneling. In: North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, 1, Chicago, 1972. V.1. (Conforme Tradução N. 1, ABMS, 1981. 33 p.).
- 46 - RICO, Affonso & CASTILLO, Hermilo Del - Túneles en Suelos. In: \_\_\_\_ La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Mexico, Editorial Limusa, 1977. V.2, Cap.14, p. 365-442.
- 47 - ROWE, R.K. et alii - A Method of Estimating Surface Settlements Above Tunnels Constructed in Soft Ground. Canadian Geotechnical Journal. Ottawa, 20(1): 11-22, Feb. 1983.
- 48 - WERNECK, Mauro Lúcio Guedes; JARDIM, Walmir Fernando Duarte; ALMEIDA, Marcio de Souza Soares de - Deformation Modulus of a Gneissic Residual Soil Determined from Plate Loading Tests. Solos e Rochas. Rio de Janeiro, 2(2): 3-16, dez. 1979.